



TITLE:

山地流域の土砂流出に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

澤田, 豊明

CITATION:

澤田, 豊明. 山地流域の土砂流出に関する研究. 京都大学, 1986, 工学博士

ISSUE DATE:

1986-05-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r5957>

RIGHT:

山地流域の土砂流出に 関する研究

1985年10月

沢 田 豊 明

山地流域の土砂流出に 関する研究

1985年10月

沢 田 豊 明

目 次

第 1 章	序 論	1
第 1.1 節	概 説	1
第 1.2 節	土砂流出のシステム	1
第 1.3 節	研究の目的と範囲	2
第 1.4 節	研究の内容	3
第 2 章	山地河川における土砂流出の観測研究	4
第 2.1 節	概 説	4
第 2.2 節	観測法と計測機器	4
2.2.1	流量測定	4
2.2.2	流砂測定	7
第 2.3 節	観測流域と観測システム	18
2.3.1	観測流域の概要	18
2.3.2	観測の内容	29
2.3.3	観測システムと観測機器	29
第 2.4 節	土砂生産の実態	32
2.4.1	裸地斜面における土砂生産	32
2.4.2	ガリ壁面における土砂生産	34
第 2.5 節	土砂流出の実態	37
2.5.1	固定流路における掃流砂の流出	37
2.5.2	河床変動のある河川における土砂流出	44
第 2.6 節	結 語	48
第 3 章	階段状河道における砂礫の流出に関する研究	51
第 3.1 節	概 説	51
第 3.2 節	階段状河道と流砂の実態	51
3.2.1	階段状河道の縦断形状	51
3.2.2	階段状河床における流砂の実態	56
3.2.3	河道貯留土砂量と土砂流出の特性	62
第 3.3 節	階段状河道における掃流砂の流送機構	63

3. 3. 1	階段状河床のモデル化	63
3. 3. 2	実験の概要	66
3. 3. 3	プール内の流速分布	68
3. 3. 4	プール内での流砂の挙動と河床形状	71
3. 3. 5	プールからの流出土砂量	74
第 3. 4 節	ステップ・プールからなる河道における砂礫の流送過程	75
3. 4. 1	砂礫の流送過程のモデル	75
3. 4. 2	実河川へのモデルの適用	76
3. 4. 3	ヒル谷本川河道へのモデルの適用例	77
第 3. 5 節	土砂流出の予測	79
第 3. 6 節	結 語	84
第 4 章	山地河道の変動と砂礫の流出に関する研究	86
第 4. 1 節	概 説	86
第 4. 2 節	山地河道の形態	86
4. 2. 1	河床形態と縦断形状	86
4. 2. 2	流路形態の平面形状	88
4. 2. 3	河道構成材料の特性	89
第 4. 3 節	山地河道の形成	92
4. 3. 1	河道の形成と変動過程	92
4. 3. 2	河道の形成と流れの状態	96
第 4. 4 節	山地河道の掃流砂量	100
4. 4. 1	流砂に関する水理条件および河道条件の評価	100
4. 4. 2	従来の流砂量式の適用性	104
第 4. 5 節	結 語	109
第 5 章	土石流の発生と流出・堆積過程に関する研究	112
第 5. 1 節	概 説	112
第 5. 2 節	土石流の発生	112
5. 2. 1	土石流の発生モデル	112
5. 2. 2	土石流発生場の条件	115
5. 2. 3	土石流発生の降雨流出条件	115
5. 2. 4	降雨強度と表面流出生起場率	116
5. 2. 5	土石流の最大流量	118
第 5. 3 節	土石流の流出・堆積過程	119

5. 3. 1	土石流の流動形態	119
5. 3. 2	土石流の堆積形態	130
第 5. 4 節	土石流の発生による河床変動	136
5. 4. 1	河床変動の規模	136
5. 4. 2	砂防ダムの設置による河床変動	137
第 5. 5 節	結 語	138
第 6 章	山地河道における流砂現象の予測システムに関する研究	140
第 6. 1 節	概 説	140
第 6. 2 節	土砂流出のシステムとプロセス	140
第 6. 3 節	土砂流出現象のモデル化	142
6. 3. 1	土砂生産および降雨流出の場のモデル化	143
6. 3. 2	土砂れきの移動機構のモデル化	144
6. 3. 3	河道プロセスのモデル化	145
第 6. 4 節	土砂流出現象の予知	146
第 6. 5 節	結 語	147
第 7 章	結 論	148

第1章 序 論

第1節 概 説

天の恵としての水の利用は、古代より主として河川を仲立ちとして行われており、人々は山地から流出する水と土砂に関して多くの注意を払い、それぞれに工夫をこらして河川との共存を試みてきた。しかし、恵みの雨はその一方で、ひとたび集中豪雨になると、山地部では崩壊、土石流、溪岸の侵食などを引き起こし、下流部では水の氾濫および土砂の侵食・堆積などを発生させて、厳しい災害の原因ともなっている。

水と土砂による災害を防止・軽減するための工夫は古くから行われているが、それらは地先の防御に主眼が置かれており、水と土砂の動態を水系一貫して総合的に考慮したものになっていない。さらに、近年になっても、土砂の動態とそれにもとづく災害防止の方法に対する知見もさほどの進展をみていない一方で、社会活動や生活様式が急激に変化したことや、人々の河川に対する認識の変化などに伴い災害の内容も変化してきた。このようなことから、災害に対して受け身の場合が多く、災害復旧が主体となることが多い。しかし、土砂が深くかかわっていない水の問題に関しては、水工学の成果を基礎とした水の利用および管理、河川の改修、用水路の整備、ダムの建設などによって、かなり人為的に水害が軽減されるようになったことも事実である。このように、土砂災害に対しては、その自然災害の中での重要性が増加してきている一方で、立遅れが目立つのであるが、それは水系における土砂の動態が総合的に解明されていないこと、土砂の移動を制御することが水の制御に比較して格段に困難であることから、水系全体を考慮した土砂の管理が非常に困難であることによっている。したがって、水系における土砂動態の総合的な把握が非常に重要な課題となっており、土砂動態の解明は焦眉の急務となっている。

以上のような現状に鑑み、山地流域における出水と土砂流出の実態を解明するため、昭和41年に穂高砂防観測所が設置された。以来、著者は現地に滞在して土砂流出現象の実態観測の方法を考案し、観測結果の解析を手がけてきた。本論文は、観測によって得られた多くの新しい知見に基づいて、土砂流出現象の実態を系統的にまとめ、解明を試みたものである。

第2節 土砂流出のシステム

土砂流出現象は非常に複雑で、その現象を系統的に理解することは容易ではないが、これを1種のシステムと見なせば、土砂生産、土砂輸送および堆積機構とそれらの現象が生起する過程を総括したものとして土砂流出のシステムは理解される。そして、そのサブシステムを構成する現象の生起場およびその内容は固定的なものではなく、生産の場が輸送の場となったり、輸送の場が堆積の場となったり、堆積場はまた生産場であったり、輸送場となったりすることが多く、このシステムは時間的・空間的に解析されなければならないし、流域の特性によって、生産、輸送および堆積は種々の分布と形態を有しており、それらによって流域から流出する土砂の質と量およびその時間分布が支配されることも考慮しなければならない。

したがって、流域内のある地点における流砂量を予測しようとする場合、その流域における 図 1-1 に示すような土砂流出のシステムの実態を明らかにし、解析することが必要である。ここで、システムの実態の解明とは 図 1-2 に示したシステムの構成要素が対象流域内でどのように生起しているのかを明らかにすることであり、その解析とは各構成要素の力学的・確率的検討およびそれらが有機的に結びついたシステムとしての土砂移動・堆積の量的把握をすること

を意味している。

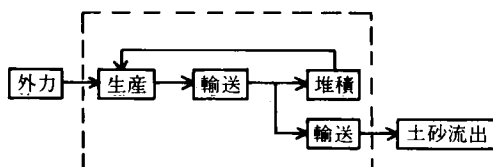


図 1-1 土砂流出システム

本論では、山地流域からの土砂流出を対象としているので、とくに外力として、降雨、表流水、地下水、凍上、生産過程として、侵食、土石流、崩壊、輸送過程として、浮流、掃流、土石流、堆積場所として河道に限定し、土砂流出現象を支配するシステムの構造の解明が目的となっている。

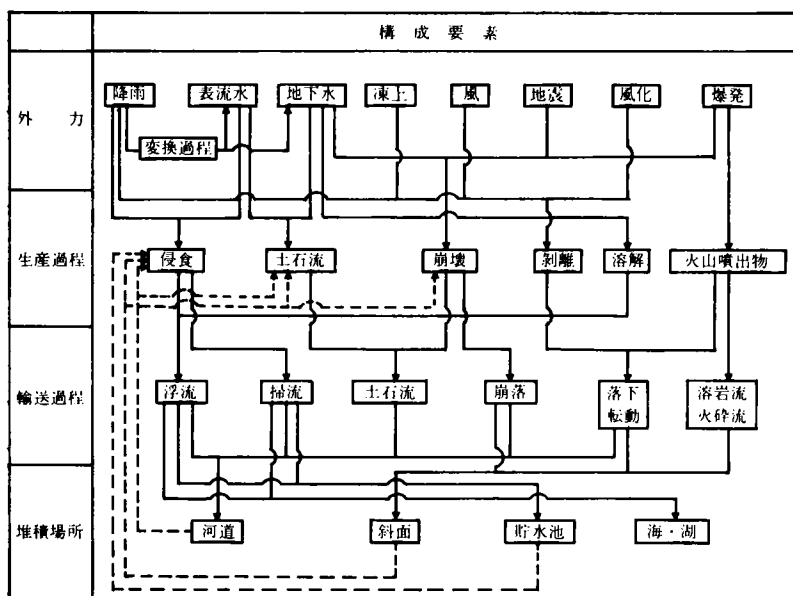


図 1-2 土砂流出システムの構成要素

第 3 節 研究の目的と範囲

山地からの土砂流出現象の予測が重要な課題であること、また、複雑な土砂流出現象を解明するためには土砂流出をシステムとして取り扱う必要があることは前述したとおりである。

本研究は今まで系統的な解明が不十分であった土砂流出の実態を明らかにし、土砂流出システムの内部機構を解明しようとするものである。

まず土砂流出システムにおける観測研究の範囲について述べる。

1) 土砂生産

土砂生産に関与するものとして、侵食、土石流、崩壊、剝離、溶解、火山噴出などがある。ここで観測対象に限定したものは、侵食と崩壊である。なお、観測対象流域には火山も含まれているが、観測期間中に活発な火山活動はなく、したがって火山噴出は、観測対象から除いている。また、剝離、溶解に関しては、対象とする土砂流出現象において、それらの作用による土砂生産量が他の作用に比較し

て少ないことから、観測対象としていない。

侵食および崩壊は裸地を対象として、基岩の風化斜面、火山噴出物の堆積斜面、ガリの壁面について観測・調査が行われた。

ii) 土砂輸送

土砂輸送については、浮流、掃流、土石流を観測・調査の対象とした。浮流、掃流の観測は洪水時において、流砂量測定、流砂の採集、流量測定、流路形態の測定などが行われた。土石流の観測・調査は発生域の河床状態、降雨量、流動・堆積域における土石流の動態と堆積形態を対象とした。

以上のような観測・調査を実施するためには、従来、平野部の河川において用いられていた測定機器を使用することは難しい場合が多い。そこで、山地流域における観測・調査に適した観測・調査方法の開発も本研究の重要な項目の一つである。

第4節 研究の内容

研究内容は、第2章から第6章までに述べられているが、以下に各章の内容の概要を述べる。

第2章では、土砂流出の実態解明に必要な観測・調査方法の開発、新しい手法によって測定された土砂流出現象について述べるとともに、第3章から第6章において述べる土砂流出に関して問題点を明らかにした。

第3章では、土砂生産量が比較的少なく、流砂が通常規模の洪水によっては破壊されない階段状のステップとプールが形成された河道上を掃流形式で流送される過程を取り扱っている。ここでは従来の流砂量式では十分説明できないプール内の流砂機構の重要性に着目し、プールの形状およびプール内部における水理条件を組み込んだ新しい流砂モデルを提案し、このような河道における掃流砂の流送過程を明らかにした。

第4章は、通常の洪水でも流路や河床が変動する河道における土砂流出機構についてまとめている。ここでは、今まで詳細な観測資料が得られていなかった山地急こう配河川の流砂量、流量、流路形態、流出砂れきの粒径などの観測資料に基づいて、山地河川を対象として提案された流砂量式の適用性について、水理条件や河道条件の評価をも含めて検討を行っている。

第5章では、土石流の発生条件、土石流の流動形態および堆積形態について述べている。土石流の発生条件については、とくに降雨条件に着目し、降雨強度と連続降雨量の関係について検討を行った。さらに、土石流発生域の水収支に着目し、土石流の発生モデルにおいて降雨がどのように土石流の発生に関与しているかを明らかにした。土石流の流動については、流量、流速、流路および流動形態などを明らかにした。土石流の堆積については、堆積形状、粒径分布、堆積範囲などについて考察している。

第6章では、第2章から第5章までに述べている研究成果に基づいて土砂流出現象の予測システムを提案し、土砂流出現象の予測法について検討し、今後に残された研究課題についても考察を行っている。

第7章は、結論である。

第2章 山地河川における土砂流出の観測研究

第2.1節 概 説

山地流域における土砂流出の実態を明らかにするためには、現地における観測研究が必要である。しかし、流量や流砂量を測定する装置の多くは、実験水路や平野部の河川を対象としており、流出土砂量が多く河道の不安定な山地河川に適用することには多くの困難が伴う。また、山地流域は一般に交通の便が悪く、商用電源の設備もない場合もあるなど、観測にとって悪条件が多いことも特徴である。以上のような山地流域において、流量や流砂量を測定するためには、観測の目的と現地の状況に応じた計測装置を選定することが必要である。著者らは、侵食や崩壊による土砂生産が極めて活発で、土石流をはじめ掃流砂、浮遊砂など各種の形態の土砂流出が見られる山地流域である神通川水系の足洗谷流域を試験流域に設定して、山地流域における出水と土砂流出の実態の解明を目的とし、種々の観測研究^{1)～13)}を行っている。

多くの試行錯誤の結果、出水と土砂の生産量・流出量を計測することがある程度可能となり、その実態について多くの知見が得られた。本章では、著者らが開発した計測法を中心にして、山地流域における計測法ならびに問題点について述べる。ついで、観測によって明らかとなった土砂流出現象についても述べている。

第2.2節 観測法と計測機器

2.2.1 流量測定

山地流域における表流水は、場所によって多様な流出形態を示しており、それらを考慮して流量測定装置¹⁴⁾の選定が必要である。ところで、流量測定法としては、

- ① ダムや堰などの構造物の利用
- ② 流水断面積と流速測定
- ③ 染料などの希釈濃度測定

が考えられる。

①の方法は広く用いられているものであるが、流入土砂の堆積によって測定が困難になったり、精度が悪くなったりする場合がある。とくに流砂の活発な溪流などにおいては、それによる障害が大きいので注意を要する。

②の方法は流水断面積と流速を別々に測定して、その積によって流量を求めるものであり、①の方法とともに広く用いられている。それには、水位、河床高、流水幅および流速の測定が基礎となる。山地河川では、一般に河床の変動がはげしいので、流量の測定断面は、できるだけ河床変動の少ない地点を選ぶか、河床条件が変化しないように、水路や堰などを設置することが必要である。

③の方法は一定流量で染料を流れに投入し、その下流の適当な地点で希釈される濃度から流量を求める方法であるが継続測定が困難である。

山地河川における水位および流速の測定は、とくに洪水時の流速が大きく計器を流水中に挿入する方法では流水抵抗が大きく、かつ、流砂や河床変動の影響もあって、非常に難しい。このような場における計測法について種々の検討を行った結果、次に述べるような方法が比較的良いことが明らかとなった。

a. 固定フロート式水位計

この水位計は、従来の水位計のフロートがロープで釣り下げられているのに対して、フロートを棒の先端に固定し、流れに対して図2-1のように配置している。この図において、水深が増加して水面が上昇すれば、フロート

が上がり固定点を中心に回転することになる。この回転角をポテンシヨ・メーターで測定したり、棒の特定場所の位置を磁気センサーなどで測定することによってフロートの位置を求めることが

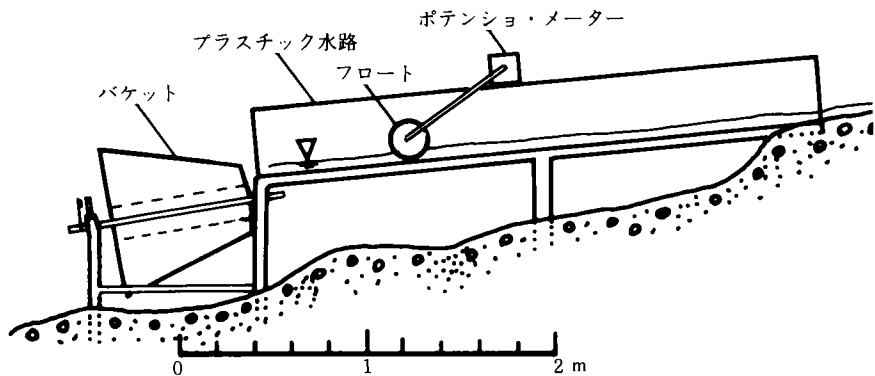


図2-1 固定フロート式水位計

できる。フロートの形状は円盤状のものが最も良く、材質は発泡スチロールなどの軽いもので作る必要がある。フロートは草や樹枝などが引っ掛からないように回転できるようになっている。なお、このフロートに水車のように短い羽根を付けることによって、フロートの回転速度から流速を測定することも可能である。フロートを取り付ける棒は軽く、たわまない材質のものを使用している。

フロートの喫水は、砂れきや草木の影響や流れによる浮力の影響を少なくするために、その直径の約 $1/4$ 以下が適当である。なお、流れによる浮力によって喫水深が流速によって変化するが、正確な測定が必要な場合、個々のフロートに対して流速による補正が必要である。

この水位計の大きな特徴は、流れの中に直接フロートを浮べることができ、流砂があっても測定が可能であること、とくに砂れきが堆積しないような水路に設置することによって正確な水深の測定が可能なことである。

b. 電極式水位計

この水位計は図2-2に示すように、電極によって水面の位置を測定するもので、水面より上または下にある電極の数を電気的な値に変換する方式である。この水位計は電極板を現地の状態に応じて作ることができること、砂れきの堆積による障害が少ないこと、現地における設置が簡単であることに特徴を有する。しかし、化学物質や有機物を多量に含む河川では、電極が汚れやすく正確な測定値を得るためには、電極の掃除を頻繁に行う必要がある。

c. 超音波水位計

この水位計は超音波を空中から水面に向けて発射し、反射して返るまでの時間から水面の位置を非接触で測定するものである。超音波の伝播速度が気温によって変化するから、温度補正が必要である。なお、送受感部と水面の距離 $h_x(m)$ は、

$$h_x = \frac{1}{2} v t_x \dots \dots \dots (2-1)$$

のように表わされる。ここに、 v は音速(m/s)、 t_x は送受感部と水面を往復する超音波の伝播時間(s)である。

従来、音速の補正は送受感部に取り付けられたサーミスター温度計の値で行われていたが、超音波の伝播通路の気温との差が大きいために測定精度に問題があった。そこで、図2-3に示すように、送受感部から h_s の距離に基準反射板を設置し、反射板からの伝播時間 t_s を測定することによって、音速 $v(m/s)$ は、

$$v = 2 h_s / t_s \dots \dots \dots (2-2)$$

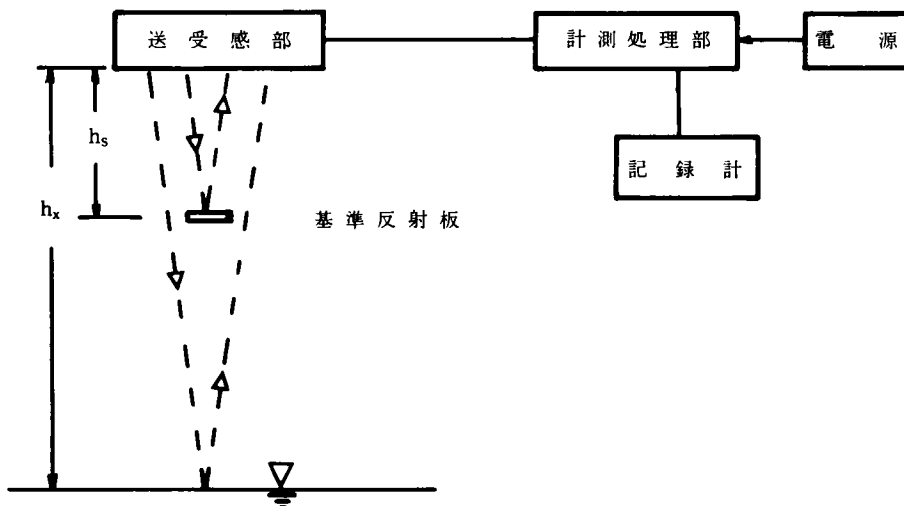


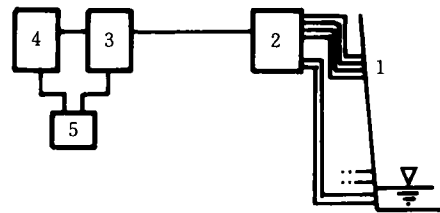
図2-3 超音波水位計

のように表わすことができる。したがって、送受感部と水面の距離 h_x は、(2-1)式と(2-2)式から、

$$h_x = \frac{t_x}{t_s} \cdot h_s \dots \dots \dots (2-3)$$

のように表わすことができ、音速の温度補正は必要でなくなり、伝播時間 t_s 、 t_x を測定すればよいことになる。

以上のような基準反射板を設けることによって測定精度が向上した。なお、基準反射板は幅3cm、長さ30cmで、冬期の積雪を防ぐためにヒーターが取り付けられている。



1：電極，2：水位計，3：変換器，4：記録計，5：電源

図2-2 電極式水位計

d. レーダー流速計

山地河川では水中投入型の流速計の使用は困難であって、断面内のいろいろな地点での流速を測定して平均流速を測定する方法の適用は難しい。他に、浮子による測定もあるが、ここでは、レーダー流速計による流速測定法について述べる。これは水流に対して電波を発射し、反射波のドップラー効果を利用するもので、表面流速のみの測定になるが、連続記録を容易に取ることができて便利である。

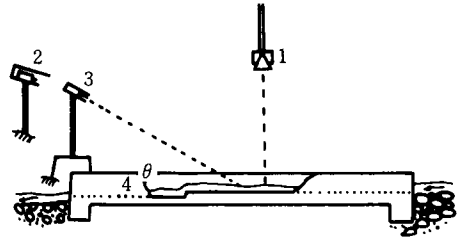
なお、ドップラー効果によって流速を測定するためには、図2-4に示すように、流れの方向に対する電波の発射角度の補正が必要であり、種々の角度に対する検討が行われた。図2-5は発射角度が変化した場合の補正流速 v （実際の流速）と実測流速 v_r （レーダー流速計の読み）の比の理論値（ $1/\cos\theta$ ）と実測値の比較を示したものである。角度が 20° 付近で両者はほぼ一致するが、それ以外では一致しないことが認められる。したがって、発射角度のみの補正が有効な範囲は 20° 前後である。それ以外の角度ではレーダー流速計の測定値は角度補正のみでは実際の値よりも小さくなる。しかし、レーダー流速計を固定して使用する場合は、流れに対する角度が 20° 前後でなくとも、その他の方法で補正すれば問題はない。なお、この流速計は水面に対する発射距離が20m以上になると測定が困難となる。この点が今後の課題である。

ところで、表面流速から平均流速を求めるためには補正を行う必要があるが、コンクリート水路のように比較的粗度が小さく相対水深が大きい場合、流量の概略の値を知るためには、表面流速で平均流速を代表させることが可能である。また、流れが与えられた水路勾配に対して等流の場合には、流速と水深あるいは流量との間には一対一の関係があり、検定曲線を作成しておけば、これらの値を推定することが可能で有効な手段となる。

2.2.2 流砂測定

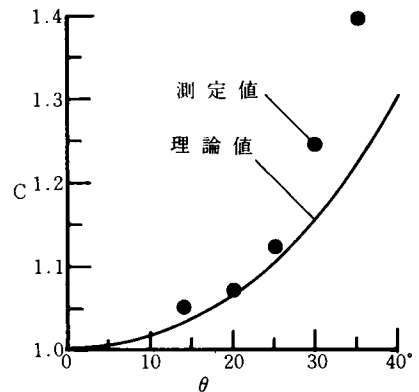
山地流域における土砂移動を定量的に把握するために、その現象を次のように分けて、その測定法を検討する。

- | | | |
|-----------|---|------|
| ① 場の変化の測定 | { | 斜面侵食 |
| (土砂生産) | | 河道侵食 |



深谷観測地点における洪水・土石流観測装置
1:超音波水位計, 2:TVカメラ,
3:レーダー流速計, 4:水路(長さ15m,
幅:5m, 深さ:1m, 勾配:1/50)

図2-4 レーダー流速計



レーダー流速計

$$C = \frac{v}{v_r} = \frac{1}{\cos \theta}$$

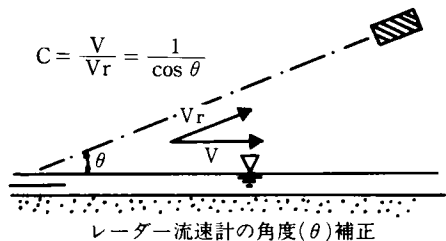


図2-5 レーダー流速計の
角度補正

- | | | |
|--------------------|---|-------------------|
| ② 移動量の測定
(土砂輸送) | { | 浮遊砂
掃流砂
土石流 |
|--------------------|---|-------------------|

a. 斜面侵食

斜面からの土砂生産量を測定する方法として、①斜面の変化量の測定による方法、②斜面から移動したものを測定する方法がある。

①の方法として広く用いられているのは、④地形測量法と⑤標識法である。②は一般的な方法で各点相互の方向・角度・距離・高低などを測定することによって侵食量を求める。⑥は対象地点に不動の基準標識を設置して侵食量を求める方法である。

ここでは、裸地斜面とガリ壁面を対象とした方法について述べる。

裸地斜面の測定：裸地斜面の侵食は雨滴、地表面流、凍上・融解などによるものが多く、その侵食深は年間1cm程度のオーダーである。したがって、④の方法によって1cm程度の変化を簡単に測定することは難しい。その点⑤の方法は、対象斜面に応じて標識を工夫すれば、比較的簡単に測定できる。その1つの方法は、図2-6に示すように、斜面に棒を打ち込み、地表に露出した部分の長さを測定して侵食深を求めるものである。この方法は簡単に精度良く測定が可能である反面、斜面侵食量が棒の影響など人工的な影響を受けやすいことが欠点である。

斜面勾配が比較的ゆるい場合は、上記の方法をはじめ⑤に属する種々の測定法が可能であるが、斜面が急勾配である場合は難しい。そこで、④の方法が考えられるが、従来の方法ではその精度が劣ることと測量に人数と時間を多く必要とする点で問題がある。また、近年、地上写真測量法が発達し、かなりの精度で測量が可能となった。しかし、経費の面から一般的な利用に問題がある。

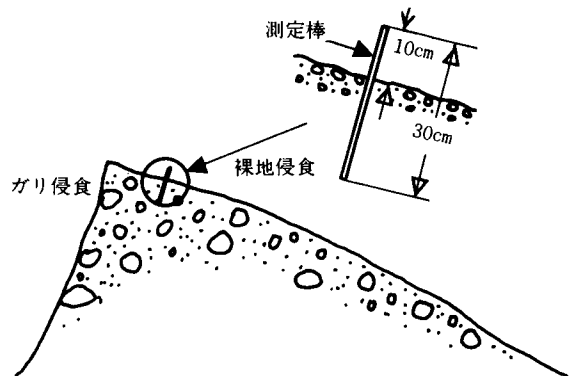


図2-6 クイによる斜面侵食量の測定

以上のような理由から、測定が簡単で精度も良く、経済的な負担も少ない方法について検討が行われ、次に示すような測定法が開発された。この方法は、光波距離計を使用し、反射鏡を対象斜面の上から斜面に接触させ、反射鏡の位置を求めることによって接触斜面の測定を行うものである。斜面上に人が近づけないので、反射鏡は光波距離計からの光を常に反射できるように多面体になっている。図2-7は測定方法の概略を示したもので、測線に沿って固定されたケーブル、そのケーブルに取り付けられた滑車を移動させるケーブルおよび、移動滑車に取り付けられた滑車によって反射鏡を上下に移動させるロープの組合せによって反射鏡を測線に沿って自由に移動させることができる。この方法は、事前に固定

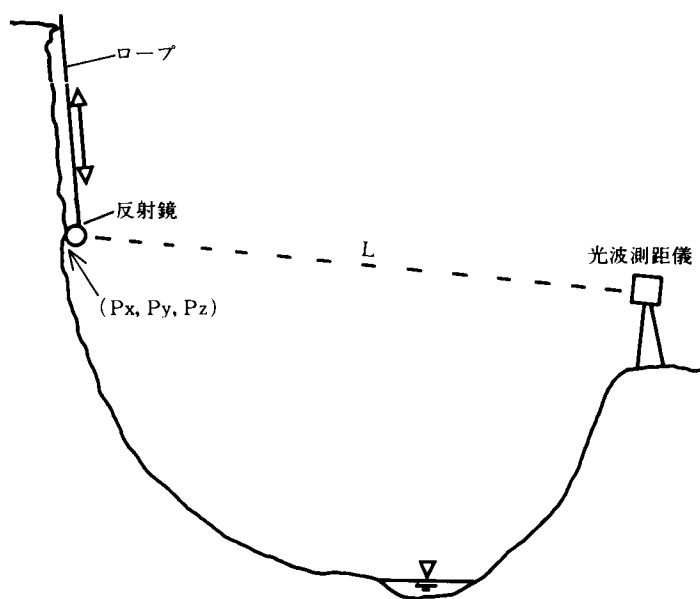


図 2-7 光波測距機によるガリ壁面の侵食量の測定

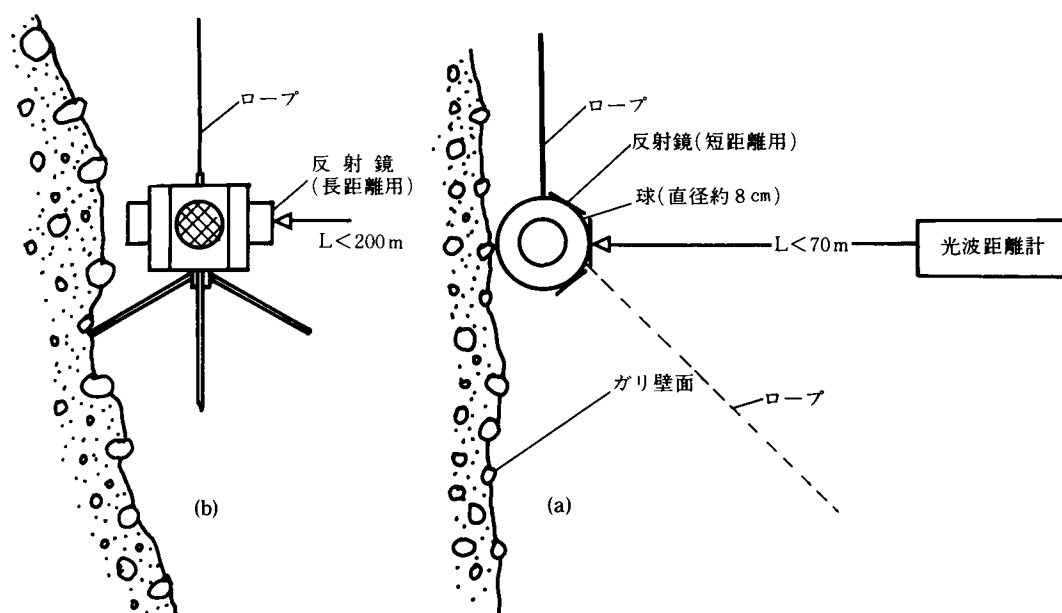


図 2-8 光波距離計の反射鏡

ケーブルが設置されている場合，3 名で作業が可能である。

一方，測定斜面の性状によって反射鏡の形状を工夫する必要がある，現在，著者らが実用としているもの

は図2-8に示す2種類である。図中の(a)は軟式野球のボールの表面に直径約3cmのプラスチックの反射鏡(12個)を取り付けたもので、軽くて取り扱いが容易であるが、測定可能距離(反射鏡と光波距離計の距離)が約70m以下と短いことが欠点である。図中の(b)は直径約15cmの八角柱の側面に8個の反射鏡を固定したもので、放射状に伸びた8本の棒はオーバーハングの測定用に取り付けられている。この反射鏡は重量が約5kgと前者に比較して重いために、取り扱いに若干の難点があるが、測定可能距離が約200m以内であることから汎用性がある。

②の方法は、堆積物の重量を直接測定する採集法と堆積形状の変化量を測定する方法に分けられる。

前者は図2-9に示すように、斜面の下に採集箱を設置し、一定期間内に採集箱に入った量を計量する方法で、比較的侵食量が小さく、斜面も小さい場合に適している。

後者は図2-10に示すように、侵食砂れきの堆積形状を定期的に測量して、その体積量から侵食量を求める方法で、比較的侵食量が大きく、堆積物が再侵食されない場所に適している。

b. 河道侵食

河道の侵食量を求めるためには、河道の縦・横断測量が従来より一般的に行われており、とくに測量手法として新しいものは用いられていないが、測線上の河道や溪岸にペンキ(スプレー式)を塗っておくことによって、侵食されていない部分の判定が容易となり、従来の測量手法の補助手段として有効である。

c. 浮遊砂

浮流砂量の計測は、掃流砂に比較して容易であり多くの方式が開発されているが、大きく分けると次のようなものがある。

- i) 浮流砂採集器
- ii) 透過式濁度計
- iii) 反射式濁度計
- iv) その他の物理現象の測定

なお、これらの方式は流れの

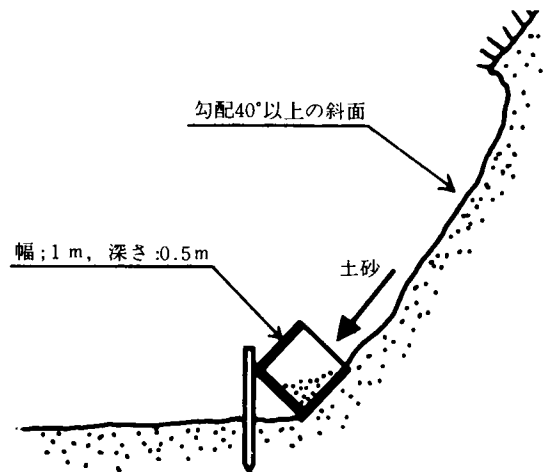


図2-9 土砂採集箱による侵食量の測定

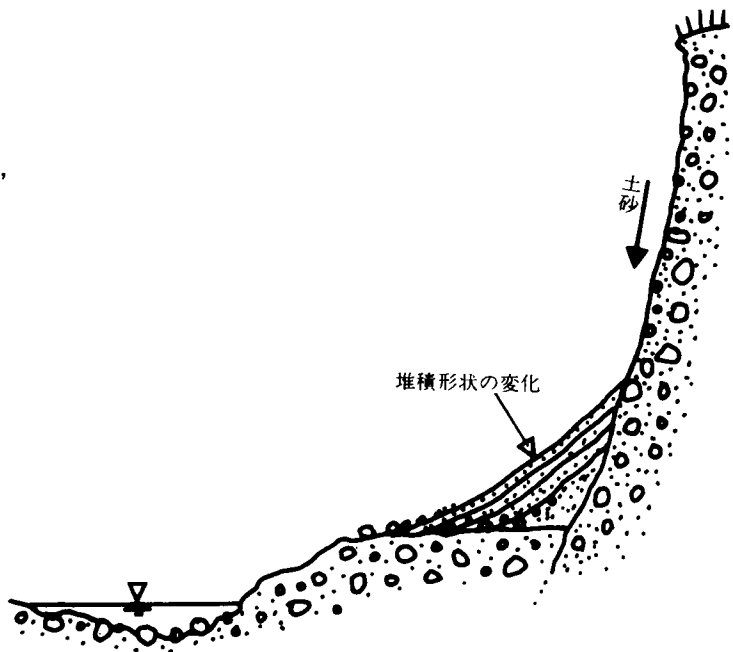


図2-10 堆積形状の変化量の測量による侵食量の測定
(斜面の規模が大きく、侵食量が多い場合)

中に直接機器を投入する方式と流水からホースなどによって浮遊砂を含む泥水を測定装置へ送る方式に分けられる。

山地河川において、直接投入方式のものは機器の破損や流失が生じやすく不適當であって、ホースなどによって流水中から泥水を安全な場所へ送る方式が有効である。

ところで、山地河川は流れが局部的に大きく変動することや河床変動が著しいことなどから、固定された取り入れ口から泥水を採集することは難しい。とくに、連続的に泥水の採集を行うためには、自然の落差や砂防ダムなどの落差を利用する方法、ポンプなどによって吸い上げる方法が考えられる。これらの方法において共通の問題点は、泥水の取り入れ口の閉塞と土砂れきの堆積である。

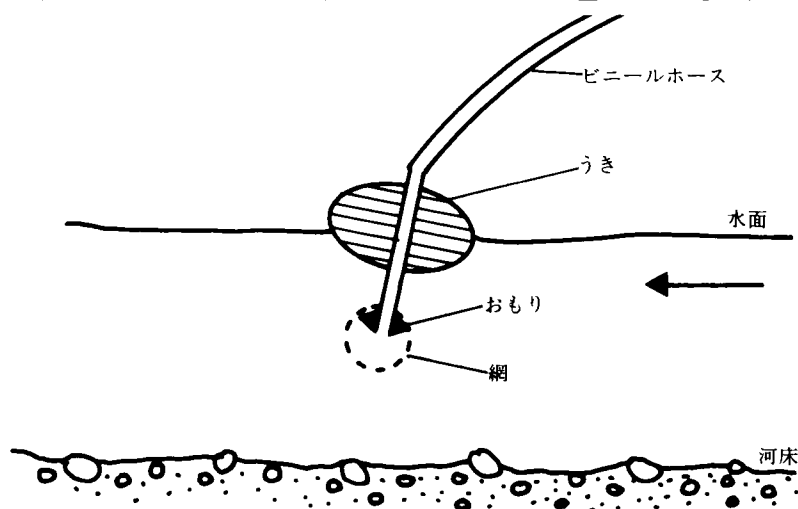


図 2-11 浮流砂採集法

以上のような問題点を解決するために、図 2-11 のような取り入れ方法を考案した。この方法では浮きと吸い込み口の距離を調節することによって、水面から一定の深さに吸い込み口を設けることができるので、吸い込み口が土砂

の堆積で埋ることはなくなる。しかし、このような方法では、採水方式がポンプなどによる吸い上げ式に限定される。この方式のものとして、真空ビン方式とポンプ方式があり、前者は電源などが得られない場所に適しており、後者は電源があって長期の連続採水が必要な場合に適している。なお、ポンプは 1 mm 程度の砂を含む泥水を吸い上げるため、ペローズポンプやチューブポンプなどが適している。

このような泥水の採水システムの一例として、図 2-12 に示すような装置が試作された。この装置は採水ホース、採水ポンプおよび採水器からなっている。採水ホースは内径 6 mm、外径 10 mm のビニール製で、取り入れ口を金網（目の開き：約 1 mm）で直径約 2 cm の球状に覆い、さらに錘が取り付けられている。なお、ホースの取り入れ口より約 10 cm のところに直径約 10 cm の球状の浮（発泡スチロール製）が取り付けられている。

採水ポンプはチューブを数個のローラーが順番に繰り返して押しつぶすことによって水を吸い上げる方式を採用している。このポンプの特徴は肉厚のチューブを使用するために砂が混入しても故障がなく、約 1 週間の連続使用が可能である。なお、チューブが損傷した場合、その部分の交換は簡単に行える。このポンプの揚程は約 3 m で、流量は約 1 ℓ/分である。

採水器は約 150 cc の泥水が自動的に 120 回採集できる。採水の間隔は 1 ～ 30 分間で 1 分単位で変

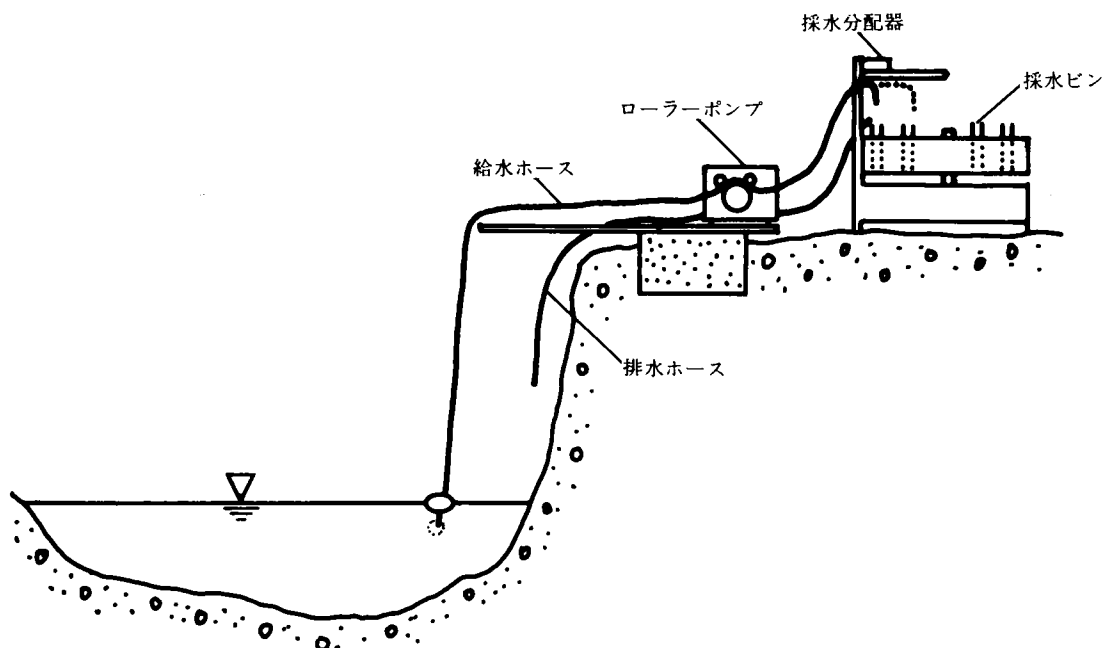


図 2-12 浮流砂の採集装置

えることができる。採水器への採水時間はポンプの能力に応じて 5～15 秒の間で可変となっている。なお、この採水器の替わりに濁度計などを取り付けることによって濁度の連続測定が可能である。

d. 掃流砂

掃流砂量の計測は難しいが、とくに山地河川においては困難である。一応考えられる方式としては、

- i) 掃流砂採砂器
- ii) 転倒型掃流砂量計
- iii) ダム堆砂量の計測
- iv) 映像の利用
- v) 掃流砂に伴う運動やその他の物理現象の測定

がある。

i) および ii) の方式は、掃流砂の 1 部を河床から直接取り出して測定するもので、従来より種々の方法が提案され、その一部は実用化されているが、そのまま山地河川において使用することは難しい。¹⁹ iii) の方式は測定精度が悪く、また水理量と対応させて資料解析を行うことは困難である。iv) の方式はカメラなどによる画像を処理して砂れきの測定を行うために、水面から露出したものや粒径の大きなものに限定される。また、夜間は照明など必要とするので容量の大きな電源を必要とする。v) の方式は砂れきの運動量やその他の物理現象を各種のセンサーで測定するもので、センサーによって検知された信号と掃流砂量の関係について不明な点が多く、実用化には多くの課題が残されている。

著者らは、ii) の方法について、河床の落差や砂防ダムを利用して土砂れきをパイプなどで水とともに測定器に送り、その重量を転倒マスで測定する装置を開発した。この測定法には次のような 3 つの大きな問題点がある。

第1の問題は、砂れきの取り入れ口が礫によってつまったり、砂れきの堆積で埋ることである。砂れきの堆積は取り入れ口を砂防ダムの水通し部、急勾配の水路などに設けることによって防ぐことができるが、取り入れ口に礫や木片がつまるのを防止する完全な方法はなく、取り入れ口の形状を工夫するとともに、つまった場合に取り除きができる構造にすることが必要である。

第2の問題点は、水と土砂れきの分離である。これはスクリーンを通すことによって可能であるがスクリーンの目づまりを防止するための工夫が必要である。

第3の問題点は、土砂量の計量である。計量は一定重量で転倒するバケット、ベルトコンベアの支柱に取り付けたひづみ計などの他に、種々の方法が考えられるが、その装置が複雑になると現地における維持・管理に問題が多くなるので、比較的構造が単純な転倒バケット方式を採用した。小型掃流砂量計は図2-13に示すように、その特徴は転倒式バケット自体が水と土砂を分離するもので、流量が5ℓ/sec以下で有効に作動するものである。バケットの転倒が約200gに設定されているが、バケットの

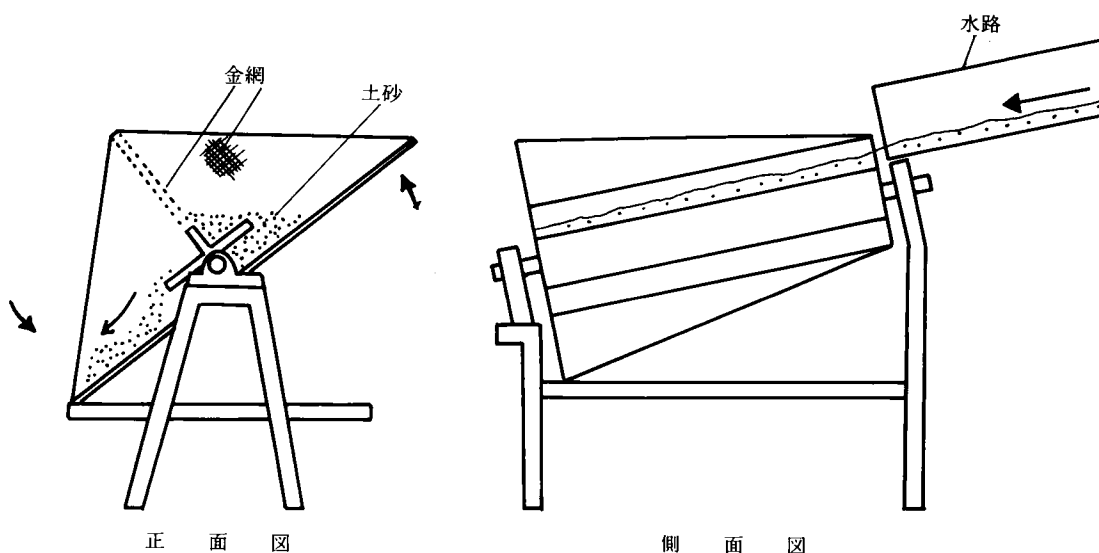


図2-13 小型掃流砂量計

網目の目づまりや流量の大小によって転倒時の土砂量が変化するために、測定精度は良くない。しかし、装置の設置や管理が簡単であることから、流砂の傾向を知るためには有効なものといえる。とくに、この流砂量計の転倒回数を電気信号に変えることによって、雨量などの記録計のように遠隔記録が可能である。なお、本装置は図2-1のように流量計測用水路と対になって取り付けられている。

中型掃流砂量計の概要は、図2-14に示すとおりである。この装置は水と土砂れきを分離するフルイ部、土砂れきの量を計量する測定部、土砂れきを採集する採集部に分けられる。フルイ部はいわゆるトロンメルであり、パイプによって送られてきた水と土砂の力を利用してトロンメルを回転させる。水と土砂はそれらがトロンメルを通過中に分離され、土砂はホッパーを経て測定部に送られ、水は水路に排出される。測定部は4つのバケットからなる水車状のもので、1個のバケットの転倒でそれが1/4回

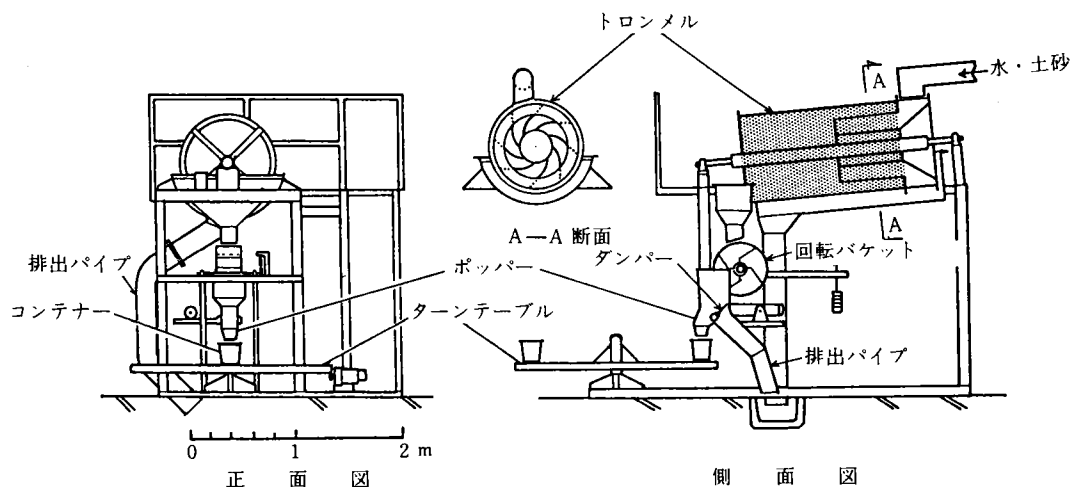


図 2-14 中型掃流砂量計

回転する。このバケットの転倒重量は賦課重量 1～5 kg の間で任意に変えることができる。この方法による測定値は設定値 (1～5 kg) の 80～120 % であって、上記の小型のものに比較して精度は良い。

土砂れきの採集は、ダンパーの開閉によって行われる。ダンパーが開いているときに測定用バケットが転倒すると土砂れきは採集容器に導入される。その直後容器を載せたテーブルが回転して、次の空の容器がダンパー直下に移動する。このターンテーブルには 20 個の採集容器が設け付けられており、自動的に 20 回の採集が可能である。なお、採集のインターバルは 1～120 分で 1 分間単位で任意に設定できる。一方、ダンパーが閉じているときにバケットが回転すると、土砂れきはトロシメルで分離された水が流れる水路に落下し、水とともに河床に排出される。バケットの回転によって発するパルスと試料採集時刻は自記紙に記録される。

大型掃流砂量計の概要は、図 2-15 に示すとおりである。この装置は、河床に設置されたコンクリート水路 (幅 5 m、長さ 15 m、深さ 0.8 m、勾配 1/20) の上流端より 10 m で、水路のほぼ中央に幅 0.2 m、長さ 0.7 m の取り入れ口を設け、ここからパイプで砂防ダムの下流に設置された流砂測定装置へ水と土砂れきが送られる。なお、取り入れ口には 10 cm 以上の礫が入らないように 10 cm の格子が取り付けられている。パイプで送られてきた土砂れきは、約 5 mm のスクリーンで水と土砂に分けられ、土砂は約 100 kg で転倒するバスケットで計量される。なお、バケットが空になってから転倒するまでに入る土砂量はロードセルによってその重量が測定され、自記紙に転倒するまでの重量が記録される。バケットの転倒によって排出された土砂はスクリーンで分離された水によって再び河川に返えされる。

掃流砂量の間接的測定法として現在実施されているのは、TVカメラによる移動れきの撮影である。コ

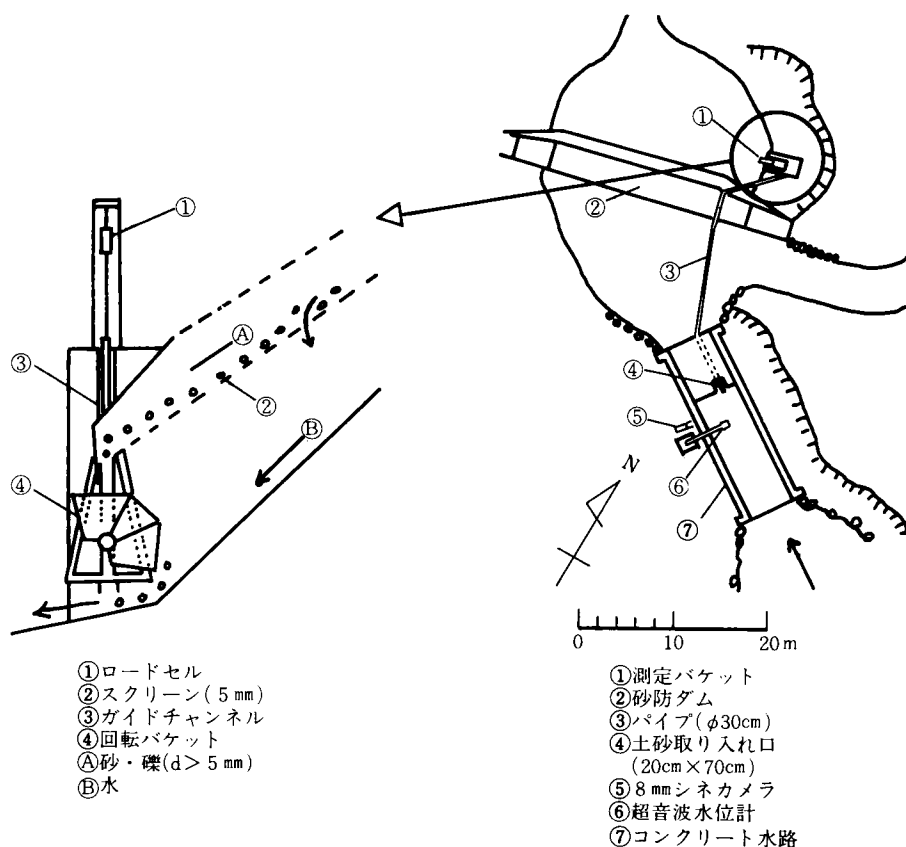


図2-15 大型掃流砂量計

コンクリート水路などの滑らかな急勾配の路床では、水深より大きな礫移動しており、VTRの画像からも礫の個数や大体の大きさを読み取ることができる。図2-16は移動礫の判別が可能な粒径と水深の関係を示したものである。この図からも明らかなように、水深以上の礫の大半はVTRの録画から個数を読み取ることができる。また、礫の移動速度も読みとれるから、そのような粒径範囲の流砂量がわかる。なお、この方法では水深以下の砂れきの測定が困難であるが、全流砂量は移動礫の最大粒径や河床砂れきの粒径分布から推定される移動粒径分布から測定値を補正し、その概略値を得ることができる。

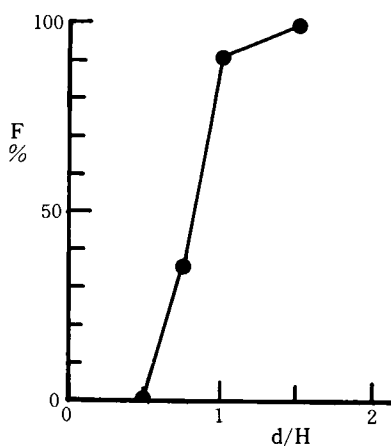


図2-16 移動礫の判別が可能な粒径と水深の関係
 F : 判別率, d : 粒径, H : 水深

その方法の詳細については、第4章において述べる。

その他に間接法として、河床に圧力計などのセンサーを埋め込んで、砂れきが衝突した際の圧力を測定して流砂量を求める方法などに関しても検討を進めているが、圧力計の設置方法に関する問題とともに、測定される値が砂れきの重量と移動速度に支配されること、砂れきの衝突状態によって圧力計の測定値が異なることなど、測定値の解析法などに問題点が多く、現状では実用化が困難であって、今後の検討課題である。

o. 土石流

土石流はその破壊力が大きいために、流量や流動状態の測定方法は限定される¹⁶⁾。しかし、その測定法として次に示すようなものが考えられる。

- 1) 断線式センサー
- 2) 接触式センサー
- 3) 超音波式センサー
- 4) レーダー式センサー
- 5) 光学式センサー
- 6) 土石流に伴う物理現象によるセンサー

1) および2) のセンサーを用いる方法は最も一般的で、このセンサーを土石流の流下方向に幾つも配置すれば、各センサーの作動時間から各センサー間の流速を求めることができる。また、ある河床横断において、河床からの高さを変えてセンサーを配置すれば、土石流の最大波高を求めることができる。しかし、1) の方法はセンサーが1度作動すれば、その機能を失うので、そのつどケーブルの設置が必要である。2) のセンサーは雷や豪雨によって誤動作する場合があるので、その感度の調整には注意を要する。

3) の方法は超音波式水位計、4) の方法はレーダー流速計を利用することができる。

5) の方法は、8mmシネカメラ、16mmシネカメラ、35mm スチルカメラ、TVカメラなどを用いる。映像の解像度の点では35mm スチルカメラが優れているが、250コマの撮影しかできないのが欠点である。連続撮影の点ではTVカメラ方式が優れている。なお、両者の中間的なものとして、8mmカメラによる1コマ撮影方式がある。

6) の方法は、土石流の流動に伴う構造物の振動を測定するもので、測定値と土石流の流速などとの関係については不明な点が多く、実用化には解決しなければならない問題が多い。

以上の方法の中で、著者らが試作・実用化したストロボ付インターバル8mmカメラとTVカメラによる長時間連続撮影方式について述べる。

ストロボ付インターバル8mmカメラ

この方式は、十分な電源が得られない場所で約1週間の連続1コマ撮影を行うことを目的としたものである。1コマ撮影であるため、最も必要とする土石流の流動状態が数コマしか撮影できないという欠点がある。このような欠点を補うために、当初は土石流センサーによって8mmカメラを通常状態(18コマ/秒)で起動させる方式を採用したが、フィルムをセットした後、長時間フィルムが送られないた

めにフィルム面が接着して動かなくなる場合が多い。この点を改良するために、デライトスイッチによって1日1回、約1秒間フィルムを送る方式を採用したところ、フィルムの接着はなくなったが、装置全体が複雑となり、土石流センサーの誤動作などがあつてかえって正常に作動しないという問題が発生した。

貴重な土石流発生の機会をとらえるために、最も確実な方法として、装置を常時作動させる方法が採用された。この装置は、図2-17に示すように、カメラ、カメラコントロール、ストロボ、電源からなっている。カメラはストロボ同期接点と外部スイッチを有するものを使用する。カメラコントロールは電

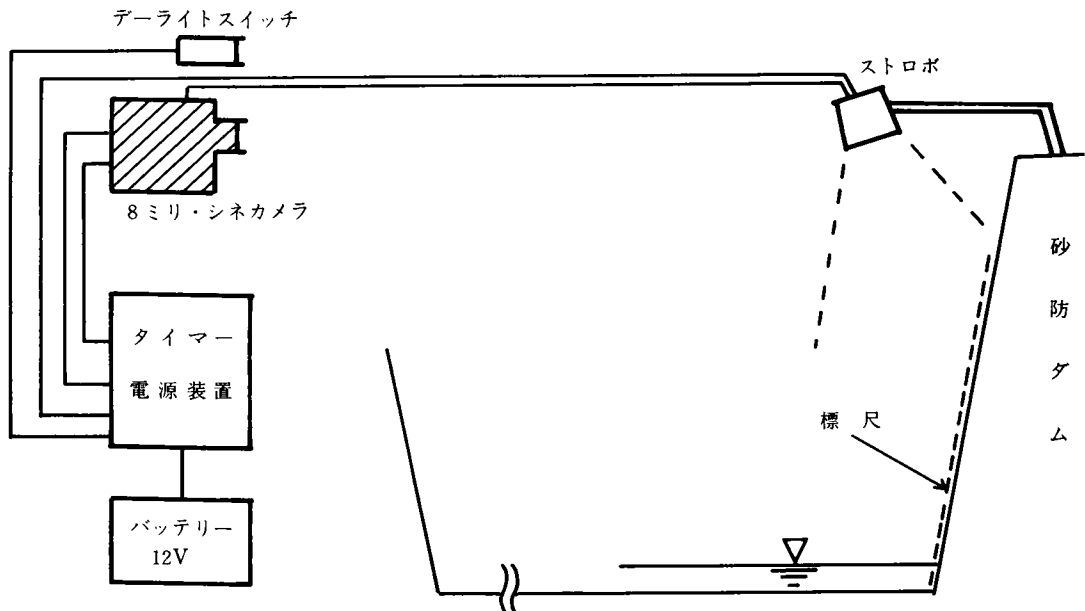


図2-17 ストロボ付インターバル8mmカメラ

源（12Vバッテリー）をカメラおよびストロボに送ること、カメラの作動時間およびデライトスイッチによりストロボの作動を制御することを主として行う。ストロボは標識の近くに設置する方が良いので、同期および電源ケーブルは20～30mの長さが必要である。電源は12Vの鉛バッテリーで40Ah程度の容量があれば、1～2週間の撮影が可能である。さらに、撮影時刻の記録が必要な場合、日中に限られるが8mmカメラの視野の中に文字盤の大きな時計を入れることによって、撮影時刻を写すことができる。

TVカメラによる長時間録画

TVカメラによる録画方式は長時間録画が適しており市販されている録画装置でも、1時間から8時間連続して録画が可能である。土石流などのような突発的に発生する現象を録画するためには、次のような方法が考えられる。その1つは、土石流の発生を何らかの方法でとらえ、録画を開始する方法である。他の1つは、常に録画状態にある装置が土石流などの発生をとらえてから、一定の時間を経過した

後で停止する方法である。後者の方法は最も確実な録画が可能であり、ここではこの方法を採用して観測が行われた。

なお、市販されているVTRを用いて、このような録画を行うためには別にVTRのコントローラーが必要であり、当初は特注製品であったが、最近、このようなコントロール機構を有するVTRも市販されている。

第2.3節 観測流域と観測システム

2.3.1 観測流域の概要

土砂流出の実態を解明するための試験流域として選定した足洗谷は、岐阜県の北東部にあって北アルプスの南端に位置し、神通川の水源となる蒲田川の小支溪で、流域面積 7.2 km^2 、流域の標高 $900\sim 2,455\text{ m}$ の山岳河川であり、トロイデ型の火山として知られる焼岳の西側に源を発している。

足洗谷は古くから多量の土砂生産と土砂流出のある溪流として、また土石流の多発溪流として知られている。流域の概略は図2-18に示すとおりで、足洗谷本川に合流する支流は、下流より深谷(0.37 km^2)、ヒル谷(0.85 km^2)、割谷(1.11 km^2)および黒谷(1.20 km^2)であって、白水谷(2.1 km^2)が本川となっている。

試験流域はヒル谷とヒル谷を含む深谷流域より上流の足洗谷流域の2つである。ヒル谷試験流域は、源流部の崩壊地から土砂流出のある支流と土砂流出のほとんどない本川からなっている。ヒル谷における土砂流出は、50～60年前までは現在より多く、土石流も発生していたと伝えられているが、現状では河床付近まで樹木が茂っており、崩壊地を有する支川からの土砂が掃流の形態で輸送されているだけである。一方、足洗谷試験流域(6.5 km^2)の河道は焼岳火山の噴出物によって形成された厚い堆積層を侵食して形成された深さ約30 mの土砂流出の顕著な溪流で、土石流の発生も多い。このような理由から、足洗谷流域の砂防工事は昭和7年に開始され、現在までに13基の砂防ダムと総延長約1,000 mの護岸堤が設置されている。これらの砂防ダムは完成後1～2年で満砂状態となっていることも、土砂流出の激しさを示すものであろう。

このような土砂流出の著しい流域の特性を明らかにするために、以下、地形、地質、水文および河床などの特性について述べる。

a. 足洗谷流域の地形

地形の特性を定量的に示す諸量のうち、ここでは、土砂流出に関連すると考えられる。流域面積、谷密度、河床勾配、崩壊面積率、ガリ面積率、1次河道率などについて、本流域の値を表2-1に示している。

足洗谷の各支流の河床縦断形状は図2-19に示すように、非常に急勾配で各支流とも合流部付近で約 15° 以上となっている。

足洗谷流域には、中尾平をはじめ多くの地形平坦面が分布している。これらの平坦面は火砕流などの火山噴出物の堆積によって形成されたものと推察される。

図2-20に示したようなこれらの堆積物の状態から足洗谷の地形発達と、土砂流出の特性を概観して

みよう。

足洗谷の地形発達史は大きく3期に分けることができる。第1期は基盤岩の侵食によって生産された土砂礫の堆積面で、現在、地表に現われている部分はヒル谷および割谷流域の下流域を構成している。

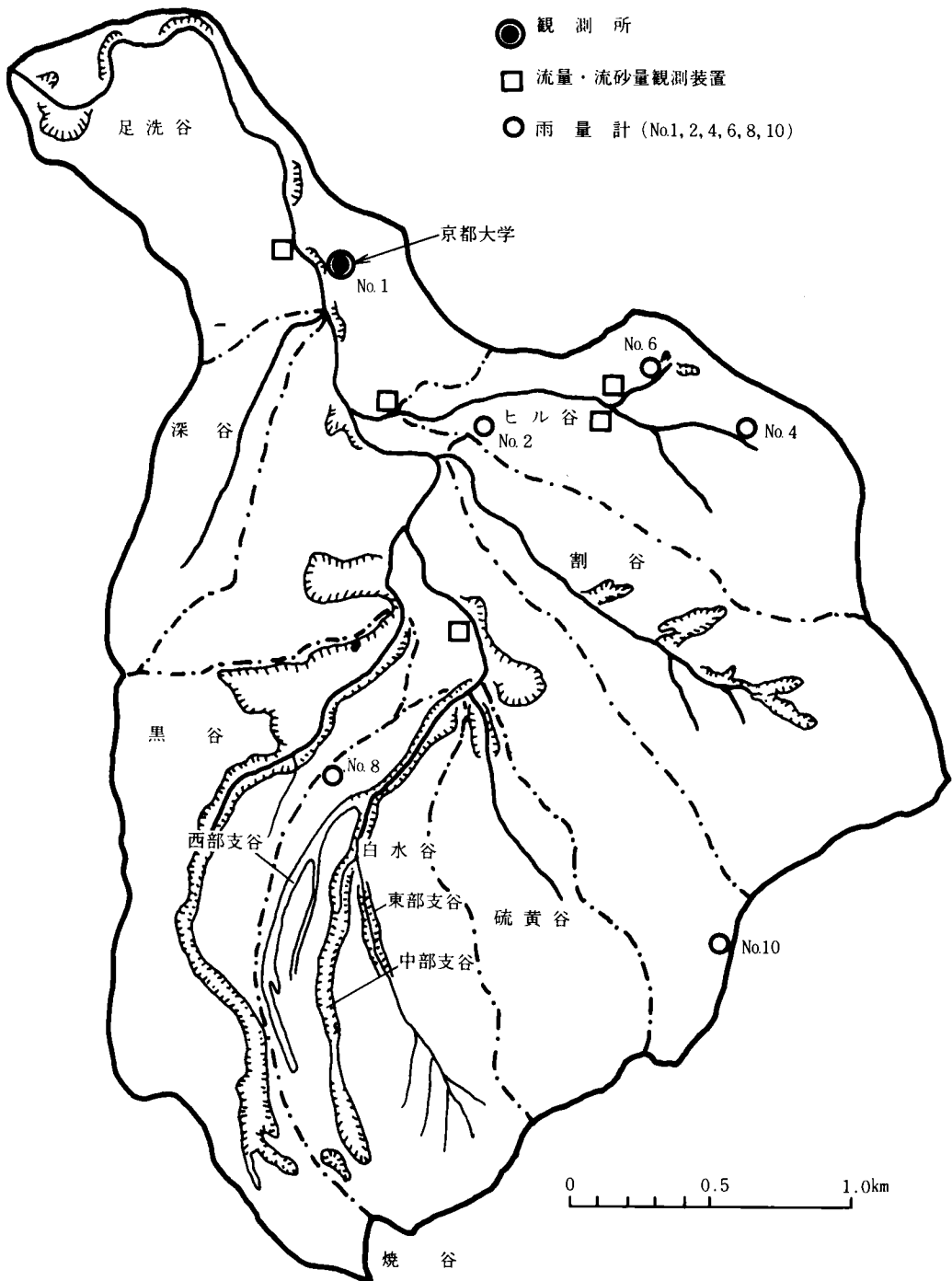


図 2-18 足洗谷流域の概略

表 2-1 足洗谷流域の地形・地質特性

流域名	ヒル谷	割谷	白水谷	黒谷	深谷
流域面積 Km^2	0.85	1.11	2.10	1.20	0.37
谷密度 km/Km^2	9.25	10.86	9.25	7.43	12.29
崩壊面積率 %	0.59	5.15	6.44	8.56	0
ガリ面積率 %	0	0	5.54	9.65	0
1次河道率 %	62.0	60.7	59.6	70.4	53.6
焼岳上部溶岩 Km^2	0	0	0.236	0.131	0
焼岳下部溶岩 Km^2	0	0	0.236	0.787	0
割谷山安山岩 Km^2	0	0.186	0.115	0	0
岩坪山安山岩 Km^2	0	0	0	0.035	0.06
焼岳火砕流 Km^2	0.181	0.089	0.725	0.443	0
花崗斑岩 Km^2	0.161	0.127	0	0.021	0.06
石英斑岩 Km^2	0.066	0	0	0	0.25
蛇紋岩 Km^2	0	0	0	0.107	0
古生層 Km^2	0.433	0.710	0.702	0.003	0

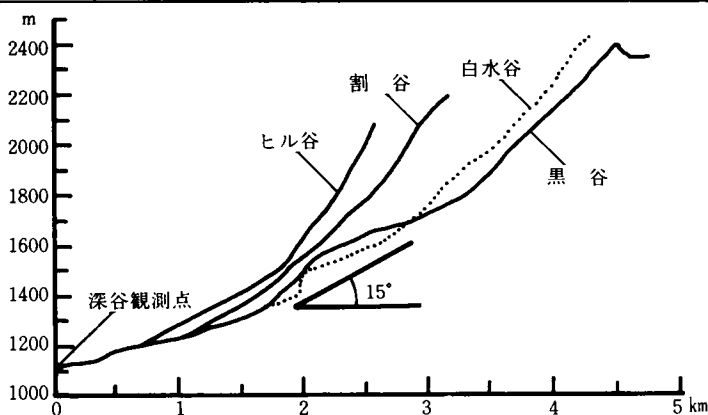


図 2-19 足洗谷の河床縦断形状

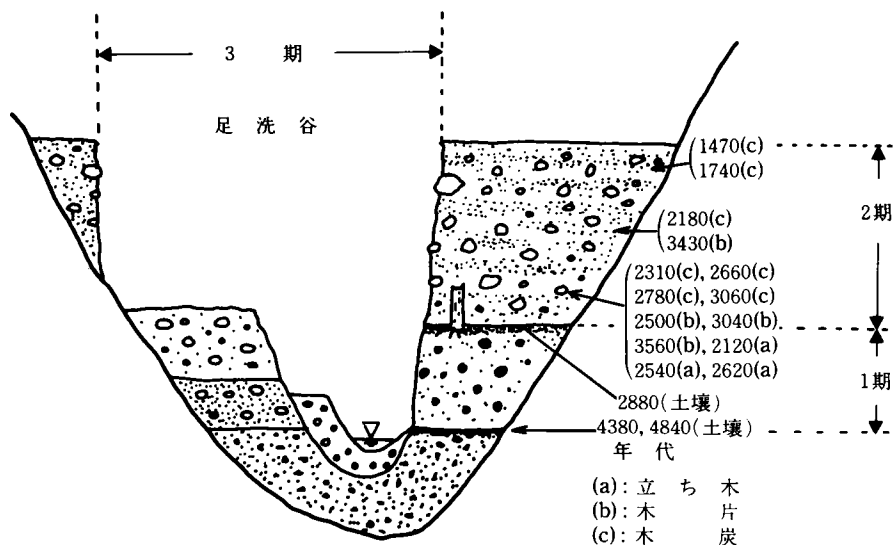


図 2-20 足洗谷の堆積層の形成過程
(図中の数字は¹⁴Cによる年代)

足洗谷本川は厚さ約15 mの第2期の堆積層で覆われているが、本川によって侵食された崖に第1期の堆積面が観察される部分がある。

この第1期の堆積層の上部には土壌が良く発達しており、数ヶ所の露頭においては土壌に根をはったままの埋れ木が認められている。

これらの土壌および木の¹⁴C年代について、前者が約4,500年前、後者が約2,500年前という結果が得られており、この値から第1期の堆積層の形成は約4,500年以後となり、第2期の堆積層の形成は2,500年以後と考えることができる。

第2期は焼岳火山の噴出物の堆積によって形成されており、中尾平はこれによって形成されたものである。現在の足洗谷は、この堆積層と第1期の堆積層を侵食し、20~30 mの谷を形成している。この堆積層は¹⁴C年代から約1,500年前に堆積が終了したものと考えられる。

第3期は前記の堆積層を侵食して形成された谷の中における土砂流出によって特徴づけられ、その堆積面は、比較的小規模な段丘面を形成しており、堆積面に生育する樹木の樹令によって、図2-21に示すように約6期に分類できる。これらの堆積面は大量の土砂流出が生じた時に形成されるが、比高の小さなものは、その後の土砂流出によって覆われて消滅することも多い。また、新しく砂防ダムができると、ダムの上流部の堆砂によって比高の小さな堆積面は埋り、その上に新しい堆積面が形成される。

b. 足洗谷の地質¹⁸⁾

足洗谷流域の地質を構成する岩石は、古いものから順に、結晶片岩、古生層、流紋岩類、花崗斑岩および安山岩である。これらの岩石

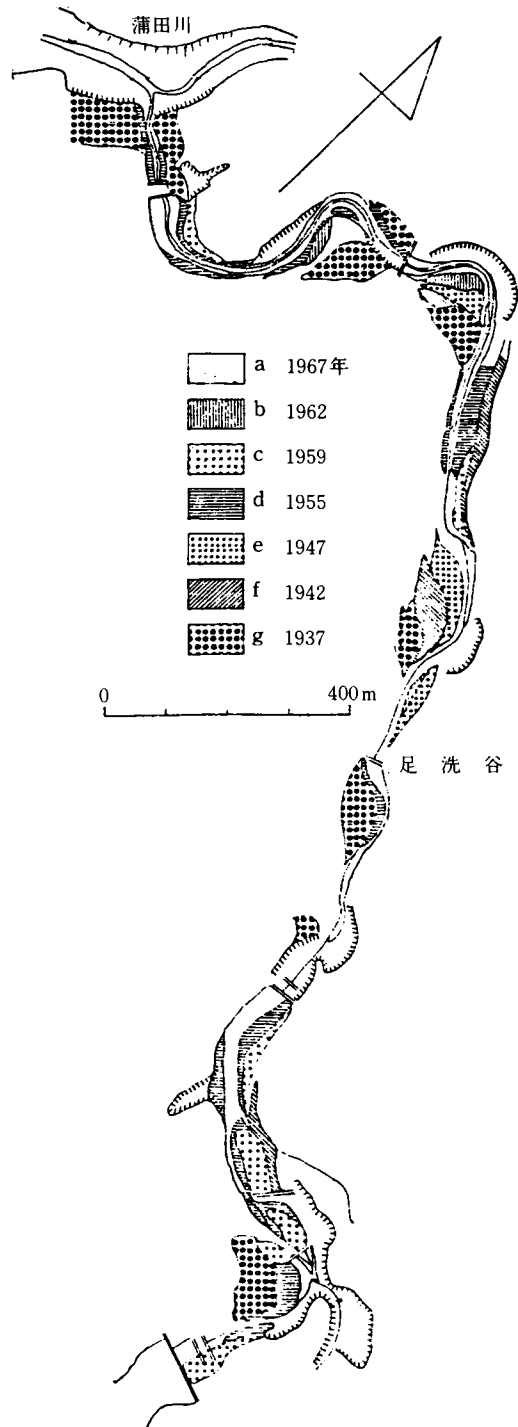


図2-21 樹令による足洗谷段丘の区分

の分布は図2-22に示すとおりである。足洗谷下流部から中流部にかけては流紋岩類に属する石英斑岩が広く分布するが、これは他の岩石に比較して崩壊は少ない。また、この岩石は緻密で硬いため足洗谷の狭さく部の多くを形成している。足洗谷中流部のヒル谷、割谷、白水谷および黒谷の合流付近では、花崗斑岩が帯状に各谷を横切って分布している。この岩石は破碎構造が発達しており、上記の各谷を横断している地点で崩壊の発生が顕著で、河床に多量の土砂を供給している。足洗谷上流部は広く古生層が分布している。しかしながら、それを貫く安山岩（焼岳などを形成する）によって多くの部分が被われており、ヒル谷上流および割谷上流部では広く地表に露出しているが、黒谷および白水谷では下流部の河床付近にのみ分布している。

焼岳を形成する安山岩の分布形態は、溶岩流と火砕流および土石流に分けられる。それらの活動は交互に行われている。焼岳火山の活動の第1期は火砕流で白水谷下流部に露出している。第2期は溶岩流

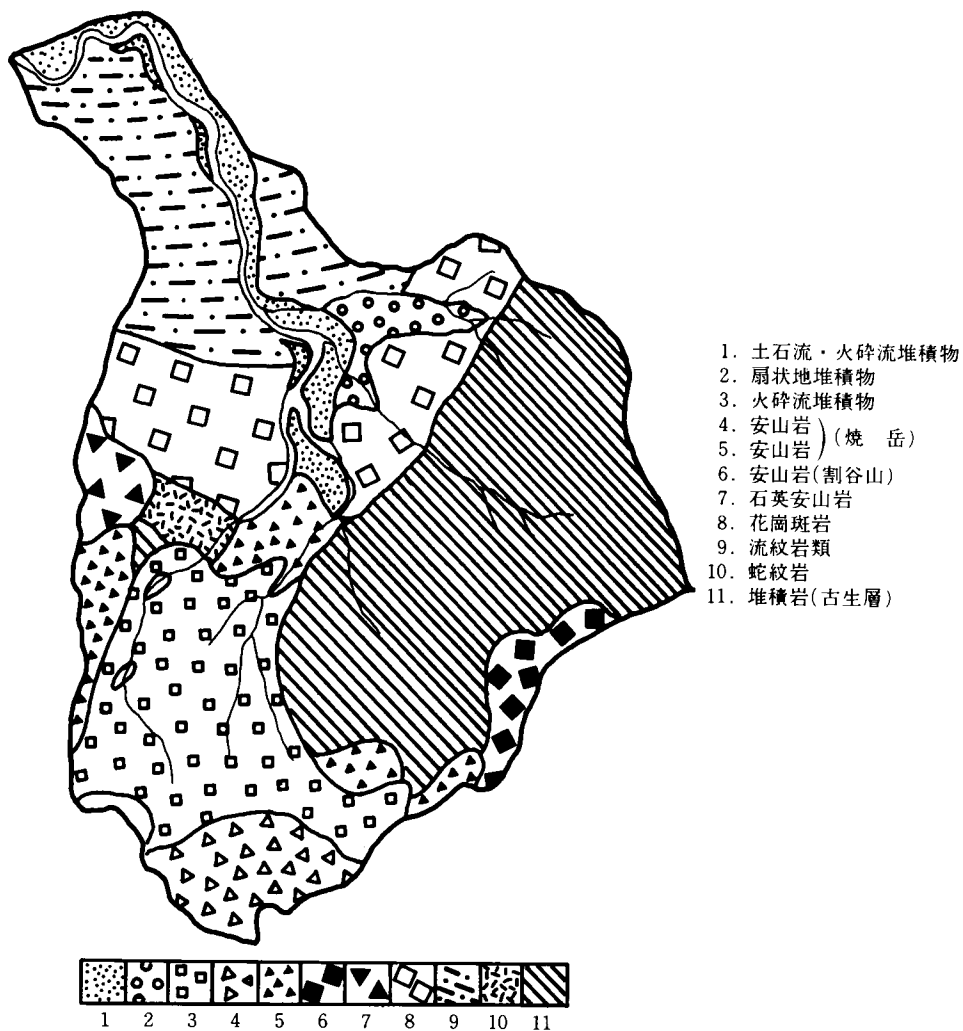


図2-22 足洗谷流域の地質

で白水谷と黒谷との間に分布し、白水谷中流部の河床はその露頭からなっている。第3期は火砕流で第4期の山頂溶岩円頂丘をとりまくように広く分布し、その一部は、足洗谷下流において古い足洗谷を埋めて、現在中尾平を形成している河岸段丘を構成している。現在の足洗谷はこの火砕流および土石流堆積層を侵食し、新しく谷を形成しながら、土砂を活発に輸送している。

足洗谷流域における一般的な地質構造は、古生層を石英斑岩が貫入した際の圧力により破碎、あるいは両者接触部付近の弱い変質などによって特徴づけられる。さらに、上記の石英斑岩と古生層の間に花崗斑岩が帯状に貫入し、この岩体の貫入によって接触部付近の石英斑岩および古生層が破碎され、一部は地下水の影響を受けて粘土化している。また、黒谷において、花崗斑岩が古生層と接触している部分では滑石をともなった蛇紋岩が分布していることが特徴である。

花崗斑岩、石英斑岩にみられる節理系や古生層などの岩体の破碎構造はほぼ等しく、同一の系統に属する構造運動の影響を強く受けているものと考えられる。

その他、岩石の変質に関しては、前述の構造運動に由来するものが多く、古生層、石英斑岩および花崗斑岩に多く認められる。古生層の変質部は緑泥石、カオリナイトおよび加水ハロサイトの成生部が多く、部分的に蛇紋石の成生部も認められる。

花崗斑岩および石英斑岩の変質部において、同一の母岩から生成条件の異なるカオリナイトおよびモンモリロナイトを生じていることから、焼岳などの火山活動に由来する変質作用に加えて、この地域の地質現象の複雑さを知ることができる。

近年の焼岳の主な火山活動は、昭和37年6月17日に発生しているが、新しく溶岩を噴出するような活動にはなっていない。

c. 足洗谷流域の水文特性

足洗谷は北アルプスの山岳地帯に属しており、山岳地帯特有の地形の影響を受け、降雨の特性は非常に複雑である。中尾平における近年の平均年間総降水量は約2,300mmで、北アルプスの山岳地帯としては、やや少ない方である。

穂高砂防観測所において観測された降雨資料による足洗谷流域の降雨特性は表2-2に示すとおりである。この流域内には5～8ヶ所の雨量観測点が設けてあるが、流域を代表する観測点を知るために、各雨量観測点の相関を検討したのが図2-23、2-24および2-25である。なお、各雨量計の設置位置は

表2-2 足洗谷流域の降雨特性

最大年間雨量	2,535 mm	1971年
最大月間雨量	569 mm	1972年7月
最大連続雨量	315 mm	1971年9月5日～7日
最大日雨量	247 mm	1979年8月21日13:00～
最大60分雨量	80 mm	1979年8月22日7:00～
最大30分雨量	53 mm	1979年8月22日7:00～
最大10分雨量	23 mm	1979年8月22日7:08～

図2-18に示されている。

これらの図からも明らかなように、日雨量のように長時間のものは比較的地域的な差は少く、比較的短時間の雨量は地域的なバラツキが大きいたことが認められる。

したがって、洪水や土石流などのように、比較的短時間の雨量に支配される現象に対して、流域内の降雨量の分布が重要である。この点については、土石流の発生機構に関連して、5章で若干の考察を行っている。

降雨の流出特性について、足洗谷の支流であるヒル谷流域の年間水収支を検討した結果、表2-3に示すように年間降水高2,494mmに対して流出高1,253mm、損失高1,241mmとなっている。損失高が若干大きな値を示すが、この流域から隣接の割谷流域への地下水の流出、および流量観測用堰堤が堆積層の上に設けられているために、堆積層下部を通して地下水の流出が認められることなどから、この値はほぼ妥当なものであると考える。

降雪地帯における出水の特性は

春先の融雪による出水と降雨による出水とに大きく分けられる。図2-26は1976年4月から7月までの日雨量と流量を示したものである。

この年の融雪出水のピークは4月2日頃で、例年に比較して2週間程早く発生し、そのピーク流量および継続時間は例年の約半分であった。また、降雨による出水も中規模のものが多く傾向にあるが、これらの出水に関して認められる主な特徴は、流量ピークが100ℓ/secを超えるような出水において、

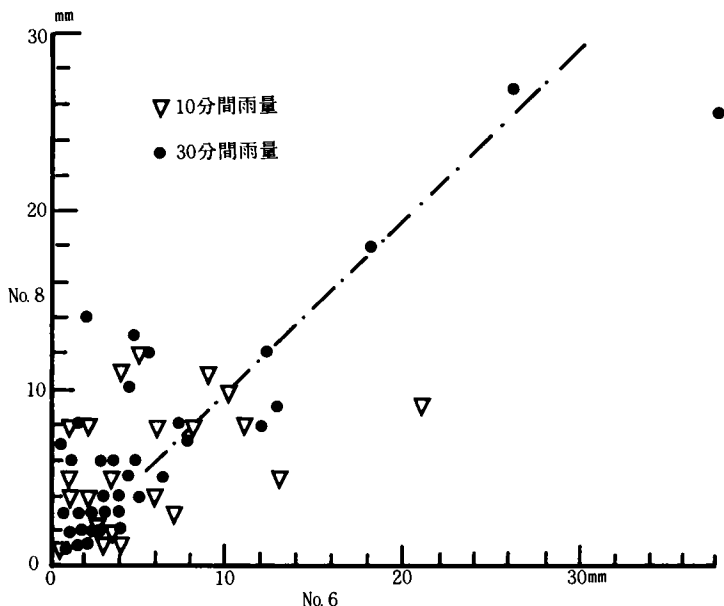


図2-23 各雨量観測点の相関
(10分, 30分間雨量)

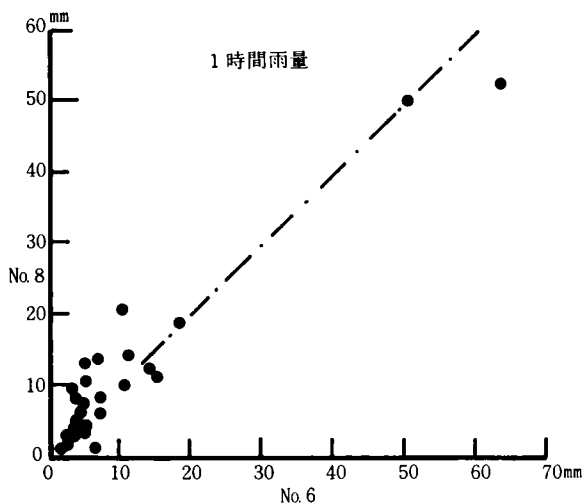


図2-24 各雨量観測点の相関
(1時間雨量)

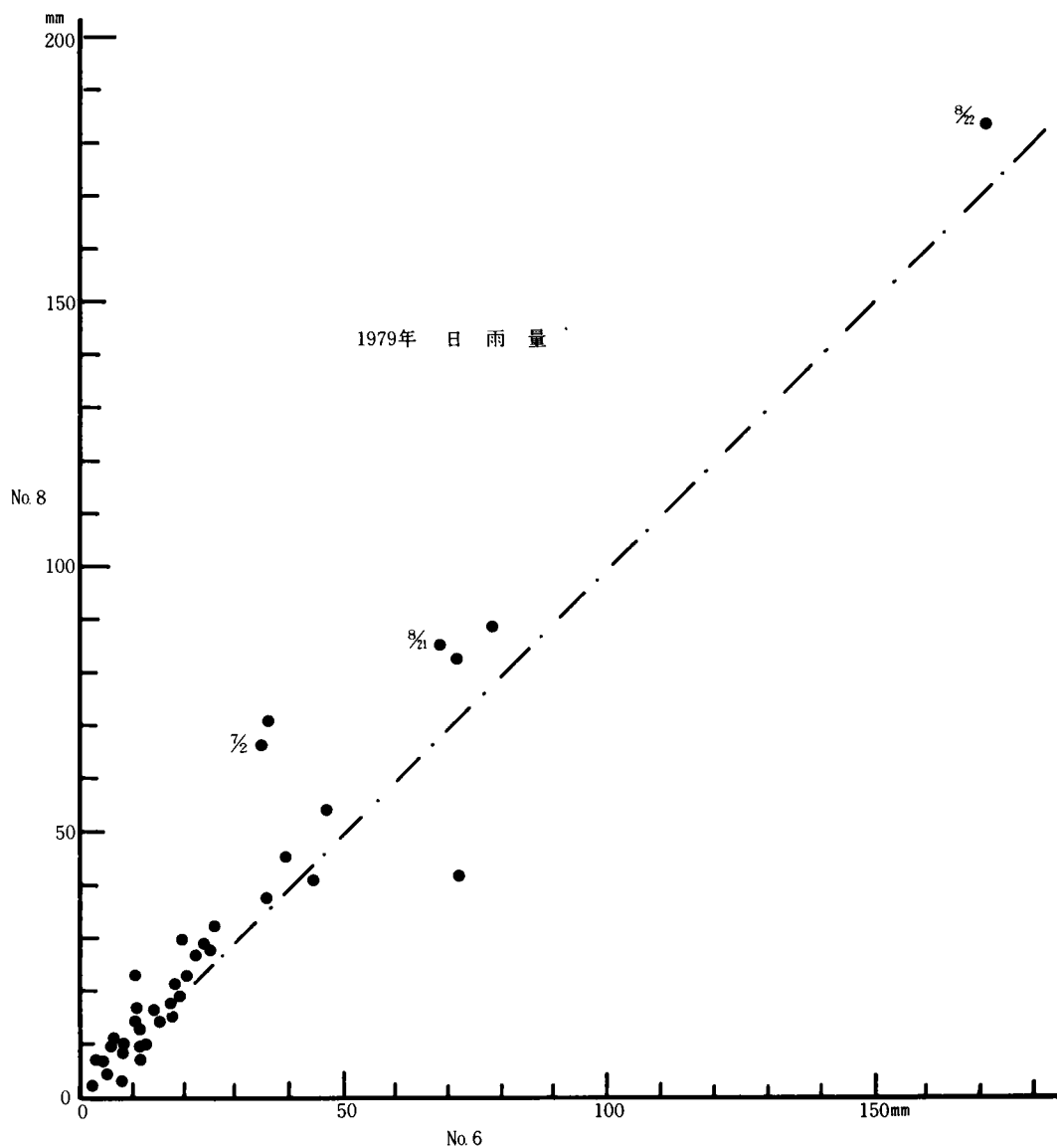


図 2-25 各雨量観測点の相関(日雨量)

表 2-3 ヒル谷流域の年間水収支(1971年)

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	合計
月平均流量 (l/s)	8.0	10.0	15.0	30.0	37.3	57.8	65.0	40.8	93.5	38.3	37.6	10.8	
流出高(mm)	24.4	27.5	45.7	88.5	113.8	119.2	191.7	124.3	257.0	116.9	111.0	33.0	1,253.0
降雨量(mm)	17.0	75.5	119.5	190.0	284.5	326.0	324.5	195.5	543.0	221.5	60.0	137.0	2,494.0
損失高(mm)	-7.4	48.0	73.8	101.5	170.7	206.8	132.8	71.2	286.0	104.6	-51.0	104.0	1,241.0
流出率(%)	143.5	36.4	38.2	46.6	39.8	36.6	59.2	63.5	47.3	52.8	185.0	24.1	50.3

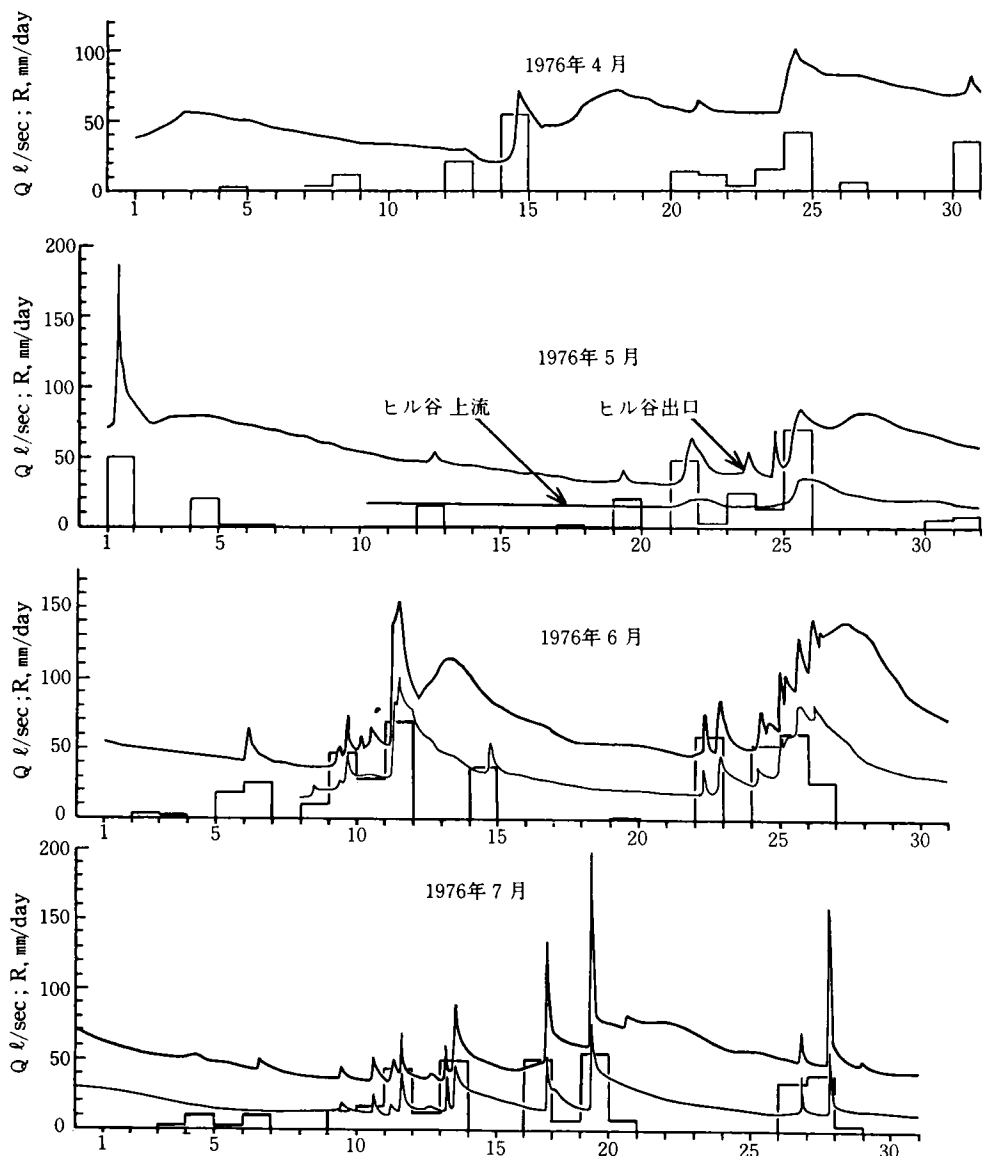


図 2-26 ヒル谷流域における日雨量と流量

2日から3日程度の遅れをもって緩やかな流量ピークがハイドログラフに現われていることである。そこで、このような出水をマクロにみると、出水の成分は大きく2つに分けられる。その1つは降雨によく対応して発生しているもの、他の1つは降雨のピークに対して2日から3日遅れの流量ピークをもつような時間スケールの大きな流出成分である。このような出水機構¹⁹は、図2-27に示すように、ヒル谷流域下流部に広く堆積する透水性の良い10～30 mの厚い礫層中を通る流出成分によって特徴づけられるものとする。この礫層は、図中のBの古生層を基盤としており、基盤岩の砂礫からなる下層(15

～20 m)と焼岳火山の火砕流および土石流堆積物からなる上層(10～15 m)に分けることができる。これらの上・下層の境界付近からは湧水が認められ、下層の透水性が上層よりも小さいことが推察される。このようなヒル谷流域の堆積構造を考慮した流出モデルは、図2-28

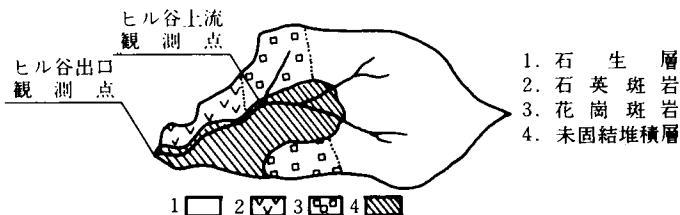


図2-27 ヒル谷流域の堆積層の分布

に示すとおりである。このモデルの1つの特徴である湧水がヒル谷本川流量に与える影響をみるために、本川に沿って流量を測定したのが図2-29である。この図からも明らかのように、本川上流から中流部

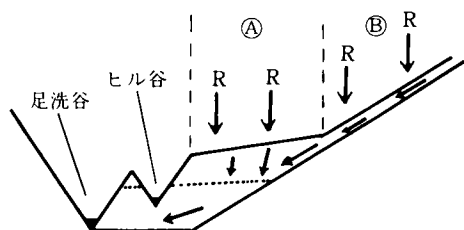


図2-28 ヒル谷の堆積構造と流出モデル

にかけて流量は若干減少するが、中流部からは下流へ行くに従って急激に流量が増加している。このことは、上流部の河床付近では、湧水より浸透水の量がやや多いことを示し、下流部では湧水量が河床の浸透水量に比較して非常に多いことを示すものである。このような理由として、上・下の砂礫層の境界面の勾配よりも、ヒル谷本川の河床勾配が急なために、本川河床が上流部では境界面より上にあるのに対して、下流部で境界面より下に形成されていることが考えられる。

さらに、降雨流出の流出成分を示す1つの指標として、流水の水質に着目し、水質の簡易測定法の1つである電気伝導度の測定を行った結果、図2-30に示すような流量の変化に良く対応した電導度の変動傾向が認められる。このことは、地下水に含まれているイオン濃度が降雨による流水の混入によって低下することを示すもので、この特性は流出成分の分離に関する1つの目安となるものである。

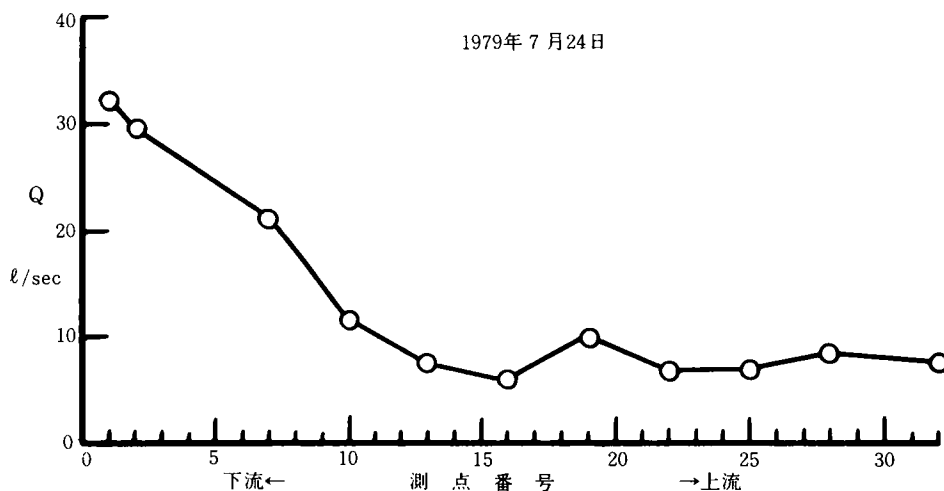


図2-29 ヒル谷本川における流量分布

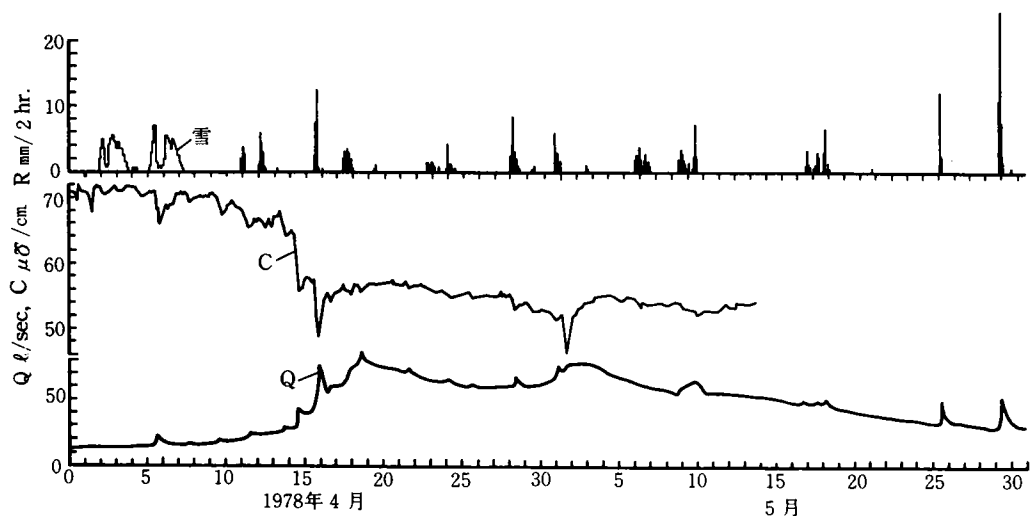


図 2-30 ヒル谷出口における流量と水質の関係

以上がヒル谷流域における出水の主な特徴であるが、出水の具体的な点に関しては、土砂流出に大きく関連するので、土砂流出の機構を考察する際に述べる。

d. 足洗谷における土砂流出の概観

足洗谷における土砂生産の源には、崩壊と火山性の裸地があり、崩壊地における土砂生産は黒谷の蛇紋岩および花崗斑岩と割谷の古生層において著しい。これらの崩壊地において生産される土砂れきの粒径は、古生層に由来するものが全般的に細粒径であるのに対して、蛇紋岩および花崗斑岩の崩壊によるものは粒径が大きい傾向にある。

火山性の裸地が広く分布する白水谷および黒谷上流部では、降雨による火山堆積物の侵食が進行しており、とくに砂礫の細粒成分の流出が著しい。焼岳火山に由来するこれらの砂れきの粒径は、火山灰から巨れきまで粒径範囲が広く、細粒径の成分（1mm以下10%）も多いことが特徴である。

足洗谷流域における土砂生産は、主に冬から春にかけての凍上・融解によるものが多く、とくにガリ壁面の後退が年間約10cmで非常に大きいことが特徴である。足洗谷のガリ壁面の総延長が約6,000m、その高さの平均が約10mであることから、この溪岸からの生産土砂量は溪岸の後退深の値を用いて約6,000 m^3 となる。なお、この値から足洗谷流域の比生産土砂量を求めると、約900 $m^3/km^2, year$ となる。支流のヒル谷流域では約100 $m^3/km^2, year$ となっている。

足洗谷の土砂流出の特性は、前述したように、古い段丘堆積物の状態から、かなり以前にまでさかのぼって知ることができる。現在の足洗谷は、焼岳火山の火砕流および土石流の堆積層を侵食して形成され、現河床は中尾平を形成する地表面より約30mも低下している。このことは、ほぼ垂直に侵食された溪岸の露頭で確かめられる。旧足洗谷を埋めている堆積物は、大きく2つに分けられる。この上位層は約2,500年前に始って約1,500年前に終わったものと考えられるが、さらに砂礫の配列などから、3~10層に分けられる。しかしながら、それらは各露頭によって堆積状態が異なり、さらに鍵層となるものもなく、各層の連続性は明らかではない。しかし、堆積状態および炭質物の ^{14}C 年代から、何回もの火砕流あるいは土石流

の堆積が考えられる。また、この堆積層には土壌の発達がまったく認められないこと、および基盤の砂礫がこの堆積層に含まれていないことから、土砂流出が頻繁に行われ、土壌が形成されるに必要な土砂流出の休止期間がなかったものと考えられる。

中尾平の地表面には基盤の砂礫が多いことから、足洗谷が現河道の位置に固定されるまで、当時の流路は平面的にかなり変動していたことが推察される。

現在の足洗谷は¹⁴C年代などによると、今から約1,500年前に、ほぼ現在の位置に固定され、深い谷を形成して現在に至っているが、この間の足洗谷の侵食量は、白水谷と黒谷の合流部より下流で約 $5.4 \times 10^6 \text{ m}^3$ となり、年平均約 $3,600 \text{ m}^3/\text{y}$ となる。さらに、この間における1 m区間の年平均侵食量を求めると約 $1.2 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{y}$ となるが、この値は、1975年の大規模な土石流による深谷と深谷上流砂防ダムとの間の約400 m区間の平均侵食量 $0.9 \text{ m}^3/\text{m}$ にほぼ等しく、現在に比較してかなり侵食が顕著であったことが推察される。

2.3.2 観測の内容

土砂流出の実態を明らかにすることは、土砂流出のプロセスの解明を意味しており、そのプロセスは図2-31に示すとおりである。流砂の機構は流量、河道特性および砂礫特性によって支配されるが、実河川においては、それらの諸特性が流域の特性に支配されている。したがって、土砂流出の観測に際して、流域の降雨特性、流出特性、土砂生産特性および河道特性を明らかにしたうえで、流量と土砂流出および堆積について検討しなければならない。そ

こで、観測の内容は図2-31に示す各要素について行われている。すなわち、降雨特性、流出特性、土砂生産の特性、河道特性、および土砂流出の特性を明らかにするために、それぞれ降雨量、流量、土砂生産量と粒度分布および岩種、勾配・河床形態・河床材料、および流砂量・砂礫の粒径・流砂形態の観測が行われている。

観測流域は、土砂流出における各種の輸送形態の発生領域をカバーする目的で、ヒル谷試験流域と足洗谷試験流域に分けている。土砂の各種輸送

形態の発生領域は流量、砂礫の粒径および河床勾配によって支配されるが、ヒル谷試験流域は流量が $1 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下、砂礫の粒径が20 cm以下、河床勾配が $1/20$ 以下である。足洗谷は、それぞれ $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、2.0 mおよび $1/10$ 以下で、前者に比較して、流量および砂礫の粒径が非常に大きく、土石流の発生も認められることが特徴である。したがって、ヒル谷試験流域では、比較的規模の小さい出水による土砂流出の過程を明らかにすることが主となり、足洗谷試験流域では土石流の発生および流動と洪水による流路変動や砂礫の移動に関する観測に主眼が置かれた。

2.3.3 観測システムと観測機器

ヒル谷を含んだ足洗谷流域の土砂流出に関する特性を考慮して、観測システムは図2-32に示すよう

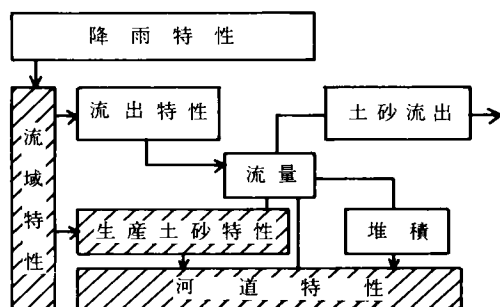


図2-31 土砂流出のプロセスと場の特性

に構成されている。

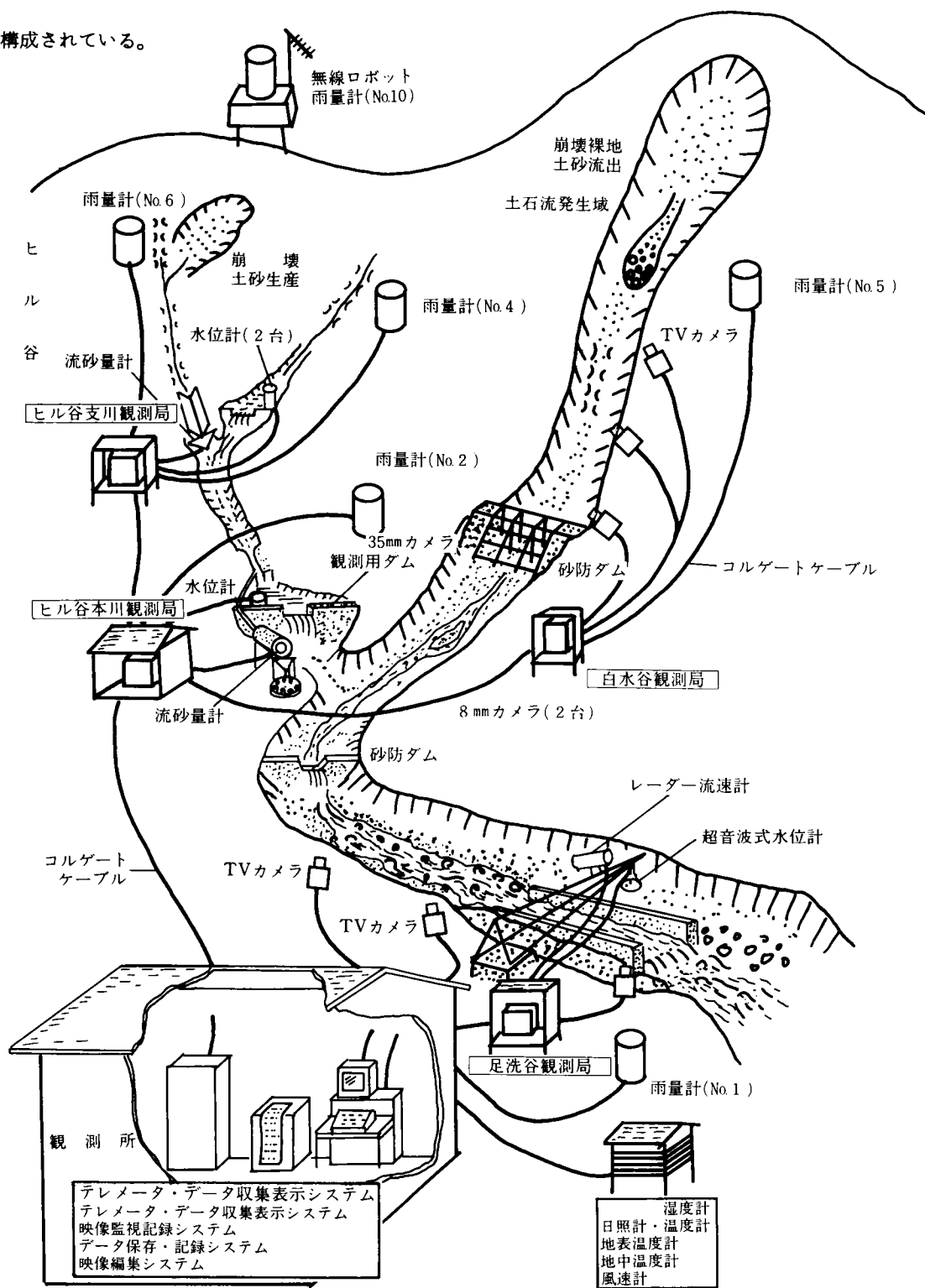


図2-32 足洗谷流域における流砂観測システム(1984年)

ヒル谷試験流域では、通常洪水では流砂のない本川の上流と流砂のある支川の上流に有線式の雨量計が各1台設置されており、両川合流部では本川側の支川合流部より上流に越流堰を設け、フロート式水位計によって越流水深が測定されている。また、支川出口ではV型の塩ビ製水路が設けられ、固定フロート式水位計(写真2-1)によって水路内の水深を測定し、さらに、水路の下流では流砂量計(写

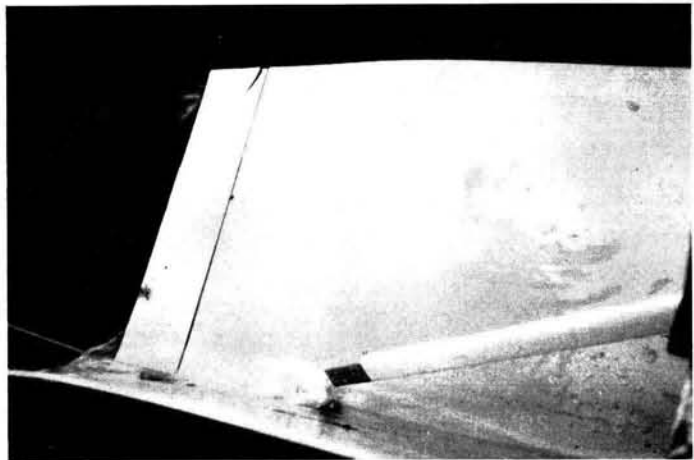


写真2-1 固定フロート式水位計

真2-2)によって流砂量が測定されている。さらに下流のヒル谷本川出口では、コンクリート製のダムが設けられ、流量はフロート式水位計による越流水深の測定値から得られている(写真2-3)。流砂量はダム上流で鋼製パイプに取り入れられた土砂礫をダム下流部で前述の中型掃流砂量計で測定して求められ、1部の砂礫は採集され粒径分布が分析されている(写真2-4)。その他、流水の水質が電導度計によって測定されている。出水の前後に、ヒル谷本川河床の堆砂量や下流のダムの堆砂量が測量されている。



写真2-2 流砂量計

なお、雨量計、水位計、流砂量計および電導度計の値は有線でヒル谷出口の観測室に送られ、そこで同一の記録紙上に記録されるため、各測定値の間には時刻のずれがないようになっている。

足洗谷試験流域において、雨量計は白水谷と割谷に設けられ、土石流発生域と流下域にTVカメラが設置されている。その他、土石流の流動状態を35mmモータードライブカメラで撮影する装置が白水谷出口に設置されている。足洗谷試験流域の出口である深谷観測点では、洪水および土石流発生時



写真2-3 ヒル谷出口の試験ダム

の流れの状態を撮影するためにTVカメラが設置されている。また、流量および礫の移動を測定するために、コンクリート製の水路が河床に設置され（写真2-5）、水路内の水深および流速を超音波式水位計、レーダー流速計によって測定し、水路床を移動する礫は、TVカメラで撮影されている（写真2-6）。さらに、細粒の流出土砂はチューブポンプによって採集・計量されている。なお、TVカメラによる映像は観測室において録画され、水位および流速は同一の記録紙上に記録されている。

その他、河床変動や河床砂礫の粒径調査などが出水ごとに行われている。

第2.4節 土砂生産の実態

2.4.1 裸地斜面における土砂生産

崩壊・火災および火山噴出物の堆積などによって裸地斜面が形成されると、そこでは雨滴、表流水、霜柱などによって土砂れきの移動が活発となり土砂れきの生産が開始される。ここで検討する裸地斜面は斜面を構成する土砂れきの安息角に近い緩い勾配にあるものを対象としている。

花崗岩地帯に特徴的なマサ状の風化が、ヒル谷上流に分布する花崗斑岩にも発達しており、一部に崩壊による裸地が形成されている。



写真2-4 流砂採集装置（ヒル谷出口）



写真2-5 足洗谷試験流域出口の観測装置
（コンクリート水路、超音波水位計、レーダー流速計、TVカメラ）



写真2-6 モニターテレビによる観測水路の状態
（画面左端に2個の礫が写っている）

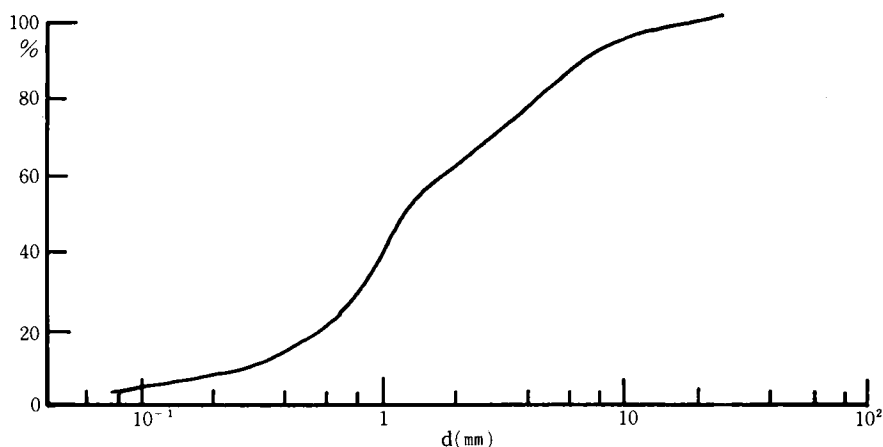


図 2-33 ヒル谷上流の裸地斜面から生産される土砂の粒径分布

この裸地斜面における土砂生産の実態について調査を行った。²¹⁾ 図 2-33 は斜面において生産される土砂れきの粒径分布を示したものである。この斜面の表面は風化が進んでおり、テスト・ハンマーによる圧縮強度は 100 kg/cm^2 以下となっている。したがって、表面の岩石はマサ土化が著しく、雨滴や表流水などによる侵食が発生している。なお、この崩壊による裸地斜面の勾配は $40^\circ \sim 50^\circ$ となっている。

この裸地斜面における侵食は凍上・融解と雨滴や表流水などの作用が複合されているものとする。ここでは、侵食量の大半は冬期間の凍上・融解が原因となっていることが調査によって明らかとなった。調査は春と秋に行われているが、春の調査は裸地斜面の下部に残雪がある時期に行っているために残雪の上の侵食された土砂の堆積量が容易に測量できる。調査の結果、残雪上の土砂量は 1969 年が約 16 m^3 、1970 年が約 17 m^3 、1971 年が約 15 m^3 、1983 年が約 13 m^3 であった。この裸地の面積が約 $1,270 \text{ m}^2$ であり、生産土砂量から平均侵食深を単純に計算すると、約 1.2 cm となる。しかし、堆積層の空隙率を考慮する必要がある、侵食深はこの値より小さくなるものとする。

なお、雨滴や表流水による侵食量は正確に測定されていないが、流出土砂量の観測結果によれば、この裸地斜面から約 5 m^3 の土砂が侵食されるものと推定される。したがって、この裸地斜面における年間生産土砂量は約 20 m^3 で、年間侵食深は堆積物の空隙率を 0.7 とすれば約 1.1 cm となる。この値は田上山地の花崗岩の裸地侵食量の約 6.4 mm/年 ²²⁾ より若干多くなっているが、凍上の回数などが多いことおよび斜面勾配がやや急であることなどを考慮すれば、この程度の差は妥当なものとする。

その他、火山性の裸地斜面についても侵食量の調査を行っている。侵食量の調査は写真 2-7 に示すように、斜面に対して垂直に鉄棒（直径：1 cm、長さ：30 cm）を打ち込み、その棒の露出長の変化を測定することによって行われた。この測定棒の位置は分水線から 1 m の所として、表流水の条件を一定として斜面勾配による侵食量の影響を検討している。調査は春（5～6 月）と秋（10～11 月）に行われている。その結果は図 2-34 に示すとおりで、縦軸は斜面の侵食深 E （cm/年）、横軸は斜面勾配 θ を $\sin \theta$ で表している。この図において明らかなように、斜面勾配が急になるほど侵食深 E は大きくな

っており、その関係は、

$$E = a \sin^n \theta \text{ ----- (2-4)}$$

のように表わすことができる。なお、この試験地では、 a の値は、100～200であり、 n の値は約3となっている。上記の a および n は、土砂れきの固結度、降雨強度、凍上・融解の発生回数や霜柱の高さなどによって決定されるものとする。

なお、(2-4)式は斜面長が短い場合を対象としており、斜面長が長い場合は表流水の集中形態や流量を考慮しなければならない。

2.4.2 ガリ壁面における土砂生産

固結度の低い堆積物にはガリが発達しやすく、第四紀の火山に多く形成されている。焼岳においても約8本のガリが形成され、ガリ壁面から落下した土砂れきが土石流によって流出する形態が大きな特徴となっている。このようなガリ壁面からの土砂生産は土石流の発生源を形成することから、生産土砂量の予測は重要な課題となっている。ここでは、急傾斜の側壁をもつガリにおける土砂生産の実態に関して検討している。ガリ壁面における土砂生産の特徴は、その壁面が急勾配



写真 2-7 鉄棒による侵食深の調査

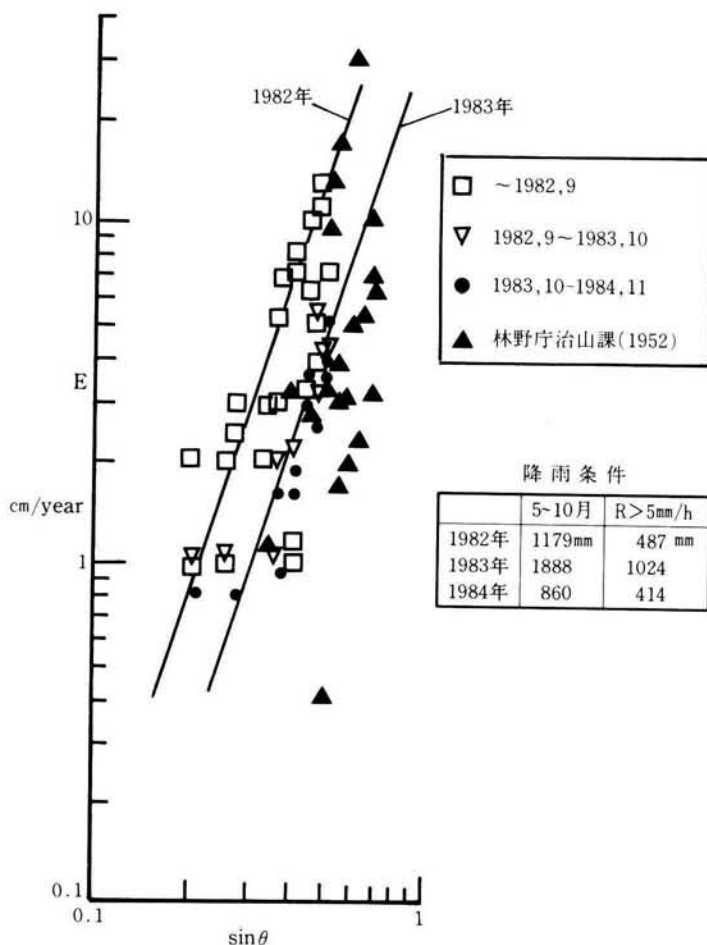


図 2-34 裸地斜面における侵食量(E)と斜面勾配(θ)の関係

(鉛直に近いものもある)であるために、一旦壁面から遊離した砂れきは途中の壁に止まることはなくガリ底まで達して堆積することである。したがって、前述した裸地斜面よりも侵食が著しい傾向にある。

このようなガリ壁面の侵食量を正確に測量することが重要であるにもかかわらず、測量が困難であることからガリ壁面の正確な測量は行われていない。そこで、前に述べているような光波距離計を使った測量法を開発して、ガリ壁面の侵食深の測量が行われた。それと同時に侵食現象の観測を行った。観測は約2 mのガリ壁からの崩壊土砂の採集と計量および粒径分布の測定、気温、湿度、降雨量、風速などについて行われ、これらは自記紙に記録されている。その他、インターバル8 mmカメラ(10分毎に1コマ)によってガリ壁面の状態が撮影されている。

以上の観測結果を総合すると、ガリ壁面からの土砂生産に関して凍上融解が最も支配的であると考えられるが、そのことを明らかにするために、気温の変化と土砂生産量の関係を図2-35に示している。

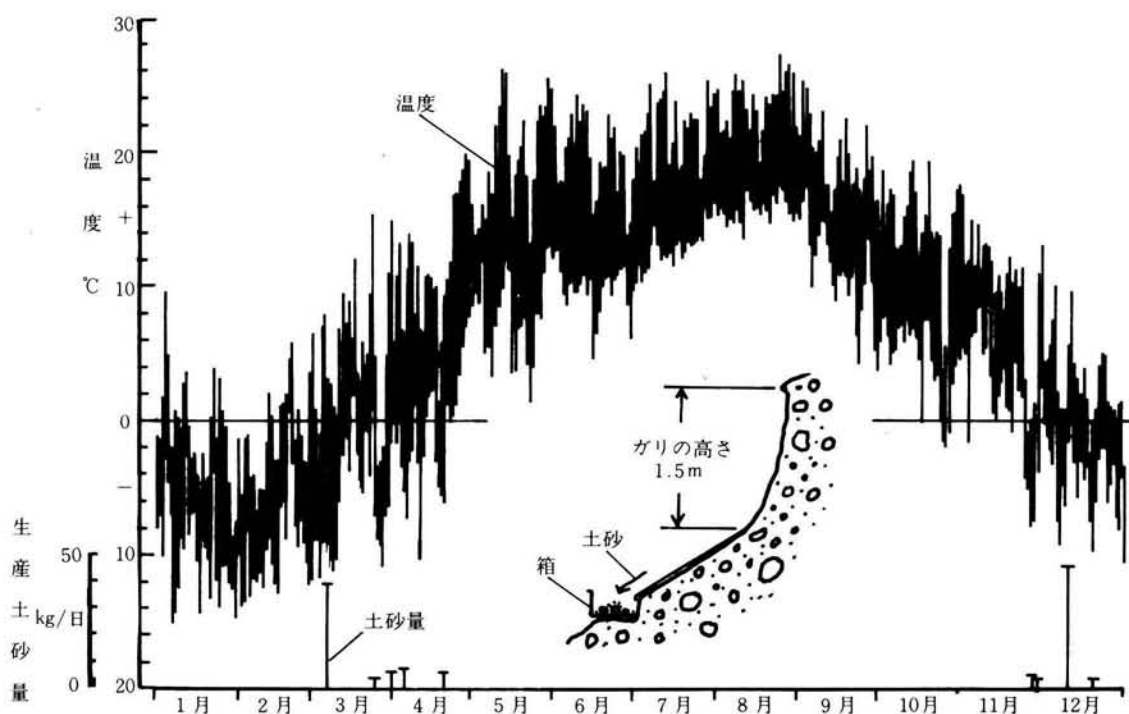


図2-35 ガリ壁面からの土砂生産量と気温の関係

この図において明らかなように、土砂生産が認められるのは、3月、4月、11月および12月で、1日あるいは数日間の気温が0度を境に大きく上下する時期である。このことはガリ壁面の凍上・融解が砂れきの崩落を引き起していることを示すものである。なお、土砂れきの崩落が発生した当日、凍上・融解が発生していない場合も認められるが、これは凍上・融解によってすでに不安定となっていた砂れきは何らかの原因で崩落したものと考える。したがって、斜面勾配が砂れきの安息角を超えるような急斜面においては、このような凍上・融解が大きな役割を演じていることが明らかとなった。

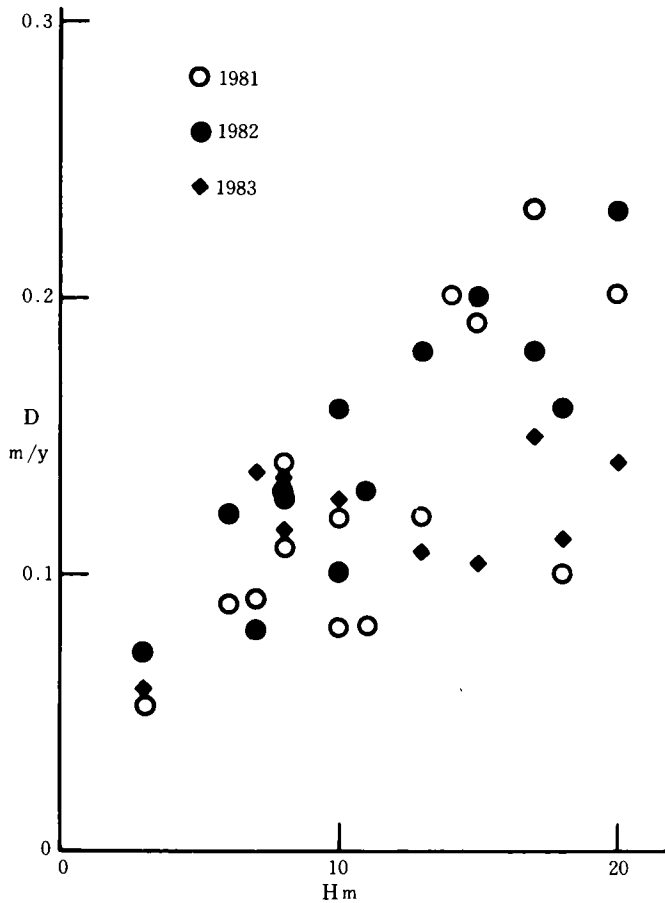


図 2-36 ガリ壁面における侵食深(D) とガリ壁面の比高(H) の関係

一方、ガリ壁面の測量によって求められた年間平均侵食深 D ($m/year$) とガリ壁面の比高 H (m) の関係は、図 2-36 に示すように比例しており、

$$D = 0.01 H, (m/year) \dots\dots\dots (2-5)$$

のように表わすことができる。

このように、ガリ壁面の侵食量がガリ壁面の高さに支配される理由の一つとして、ガリ壁面から落下する砂れきが途中の壁面に衝突し、その作用で途中の壁面からも砂れきが崩落するために、ガリ壁面が高いほどその機会が多いことが考えられる。

以上のような凍上・融解および雨滴などによる土砂生産機構を力学的に解明することは非常に困難であるが、実用的な手法として、対象地域において 2～3 年の観測・調査を実施することによって年間生産土砂量に関する大体の傾向を見積ることができる。と考える。

本試験流域における年間土砂生産量を上記の結果に基づいて見積ると、ヒル谷上流の崩壊裸地では約 20 m^3 、土石流発生域の白水谷流域において裸地斜面から約 1,200 m^3 、ガリ壁面から約 6,000 m^3 となる。

なお、堆積層の中に含まれる木炭などによる¹⁴Cの年代測定によれば、現在の地表面の形成が約1,500年前と推定される。本試験地に発達するガリが約1,500年前に形成を開始したものとすれば、ガリの最大谷幅が約150mであることから、現在までの平均拡大幅は両岸に侵食があった場合は0.05 m/y、片岸のみに侵食があった場合は0.1 m/yとなり、観測・調査結果とオーダ的には一致する。したがって、このことから、ガリ壁面の凍上・融解による侵食は経年的に見て比較的定常な現象であって、2～3年の観測・調査によって長期の傾向を見積ることの可能性が指摘される。

第2.5節 土砂流出の実態

2.5.1 固定流路における掃流砂の流出

a. 出水の形態による土砂流出の相異

a-1 融雪時の土砂流出

融雪時の出水は、洪水期間が降雨による出水に比較して長いために、河床の細粒の砂礫がほとんど流出し、河床は大きな礫で構成され、あたかも固定床のようにになる。したがって、上流および溪岸から新しく土砂礫が供給されない限り、流量が減少しなくとも流砂量が減少し、やがては流砂がなくなることも多い。

このような土砂流出の例を示したのが図2-37および2-38で、ヒル谷における1975年4月と1976年4月の融雪出水によるものである。図2-37において、土砂流出は4月14日から始まり、その流量は約50ℓ/sec、粒径は中央粒径 d_{50} が0.85mmであった。流砂量は15日に約3.3g/secに達するが、その後、流量が増加しても流砂量は特に増加しない。21日降雨があり、そのために流量が一時的に増加し、流砂量もそれにつれて一旦は増加するが、すぐに減少しており、流量が80ℓ/secを超えているにもかかわらず流砂量は1g/sec以下で非常に少なくなっている。流出砂礫の粒径は流量の増加とともに大きくなる傾向を示している。しかし、降雨後の粒径分布が一時的に小さくなっているが、これは降雨による急激な流量の増加によって新しく土砂が溪岸あるいは河床から供給され、それに含まれていた小さな粒径成分が流出したことによるものであろう。

図2-38において、4月14日から15日にかけての

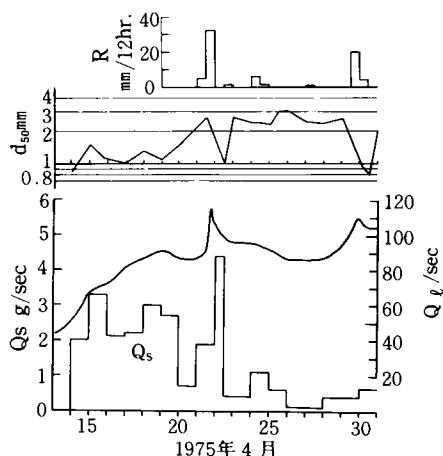


図2-37 ヒル谷出口における土砂流出
Q：流量， Q_s ：流砂量

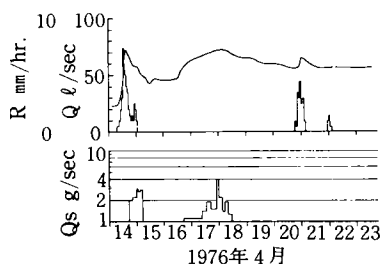


図2-38 ヒル谷出口における土砂流出
Q：流量， Q_s ：流砂量

土砂流出は降雨による出水によって発生しているが、16日から18日にかけての土砂流出は融雪出水によるものである。流砂は流量が約 50 l/sec を超える時点で発生しているが、その後、流量が 50 l/sec 以上であるにもかかわらず、流砂がなくなっていることは、河床表面に流出する細粒径の砂礫がなくなったものと考えられる。

a-2 梅雨時の土砂流出

梅雨期の豪雨出水による土砂流出の主なものは、図2-39に示すとおりである。図2-39に示すように、土砂流出は流量が約 80 l/sec を超える時点で発生し、その後、流量が約 100 l/sec に達しても流砂量は約 20 g/sec で多くなり、7月12日の12時頃に流量が急に増加した時点で急増している。

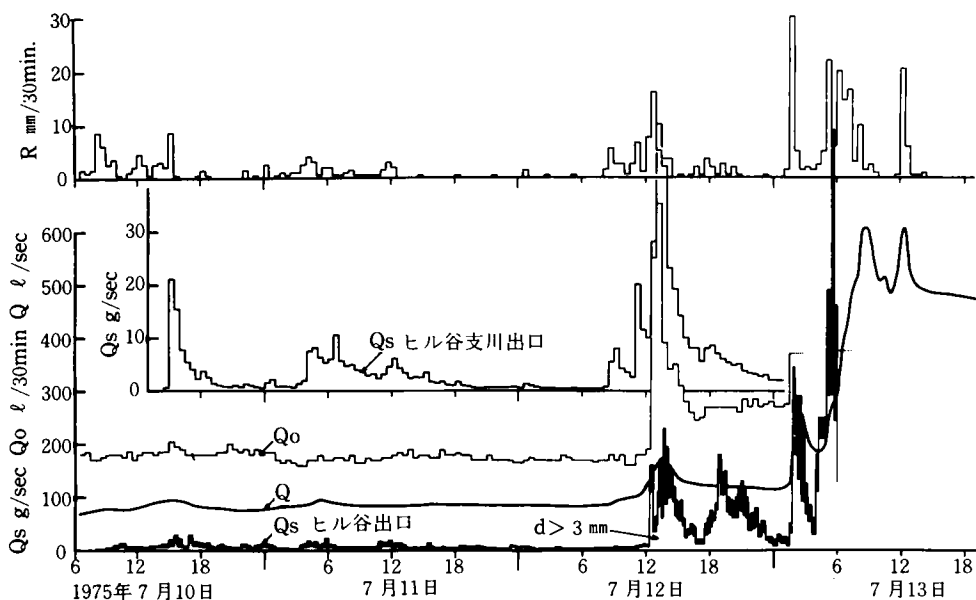


図2-39 ヒル谷出口および支川出口の土砂流出
Q: 流量, Qo: 地下水の湧水, Qs: 流砂量

従来、ヒル谷出口において流砂が認められるのは、流量が 50 l/sec を超える時点であった。しかし、この出水では流量が $80\sim 100\text{ l/sec}$ 程度では流砂量は非常に少く、多量の土砂流出は流量が 100 l/sec を超えてから発生している。このことは、前期出水である融雪出水において、流量が 100 l/sec を超えており、そのとき河床にアーマコートが形成されたために、その流量を超えた流量によってアーマコートが破壊されるまで河床の移礫が移動しなかったことを示すものであろう。

流砂量の変動はいくつかのピークを示しているが、それらのピークの中には図2-39のハイドログラフに示される流量変動に一致しないものも認められる。

a-3 集中豪雨時の土砂流出

集中豪雨時の出水は、そのハイドログラフの立上りが急であって、土砂礫の流出量も急増することが多い。図2-40、2-41、および2-42は、そのような土砂流出の例である。これらの土砂流出におい

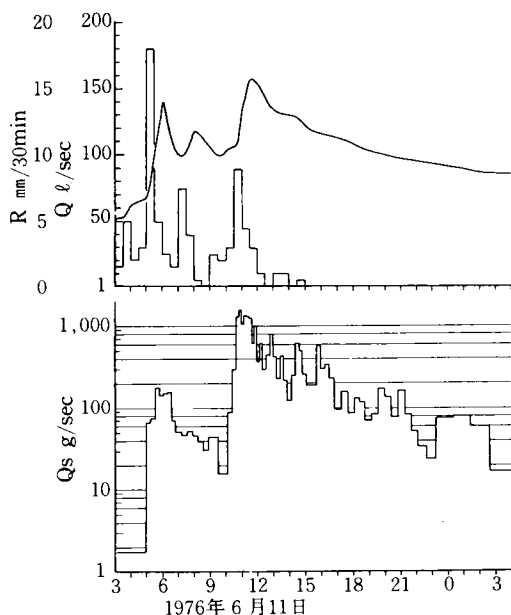


図2-40 ヒル谷出口における土砂流出
R: 雨量, Q: 流量, Q_s : 流砂量

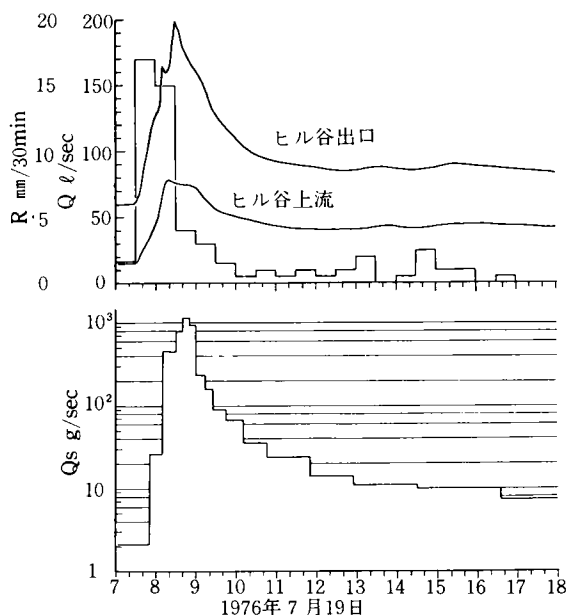


図2-41 ヒル谷出口における土砂流出
R: 雨量, Q: 流量,
 Q_s : 流砂量

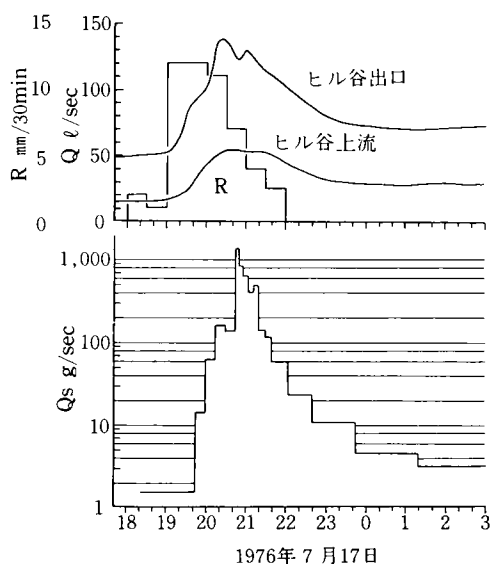


図2-42 ヒル谷出口における土砂流出
R: 雨量, Q: 流量, Q_s : 流砂量

て、流砂量の変動は比較的ハイドログラフに対応しており、また、河床に十分な砂礫の堆積があったものと考えられる。

b. 河床状態による土砂流出の特性

b-1 河床堆砂量が少ない場合の土砂流出

河床に流出しうる土砂礫が少ない場合は、流量が多くとも流砂量は少ないことが多い。図2-43はその1例であるが、この6月24日から27日の出水の前期出水において、河床の砂礫が流出したために、このような現象が発生したものと考えられる。その他の例として、図2-44に示すように、前年の出水によって河床の砂礫の大半が流出し、新たに土砂礫が河床に供給されなかったために、流量が200 l/sec を超える出水にもかかわらず流砂量は非常に少ない。

b-2 河床堆砂が多い場合の土砂流出

河床に砂礫が十分に堆積している場合は、流砂量が流量に良く対応する傾向が認められる。図2-45および2-46はその例を示している。図2-47には、1978年6月2日、6月22日および11月10日の各時点における河床のプール内の堆砂量が示されている。ここでの堆砂量は下流から流路に沿っ

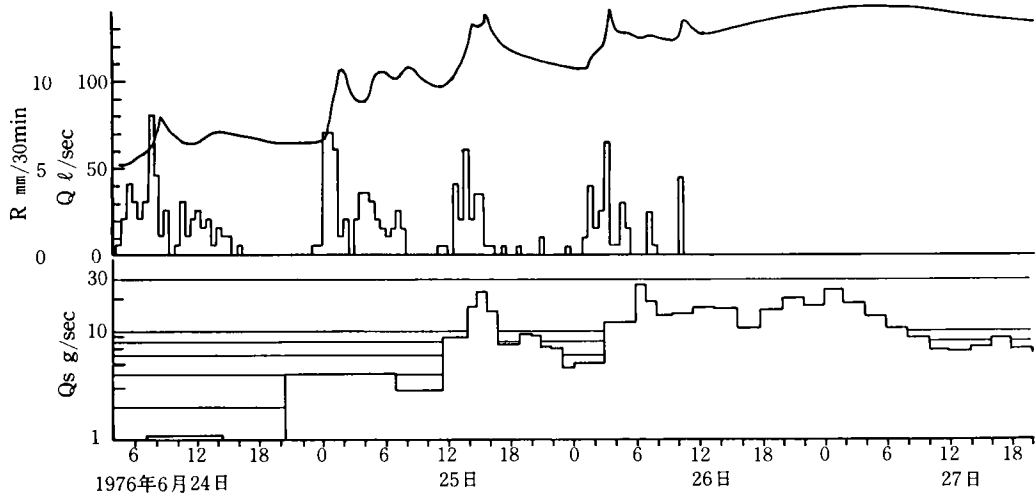


図 2-43 ヒル谷出口における土砂流出
 R :雨量, Q :流量, Q_s :流砂量

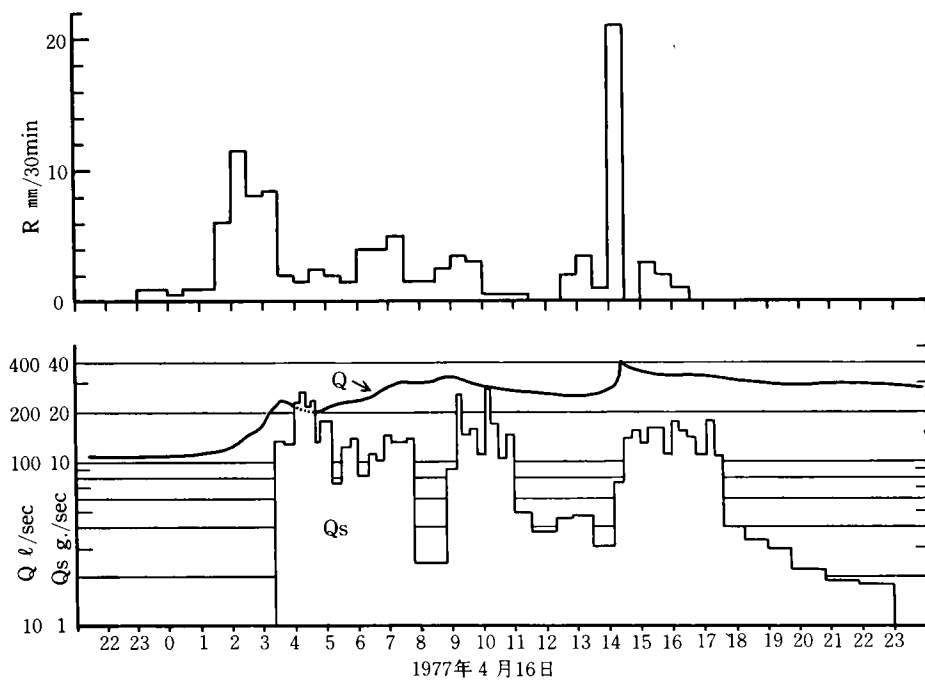


図 2-44 ヒル谷出口における土砂流出
 R :雨量, Q :流量, Q_s :流砂量

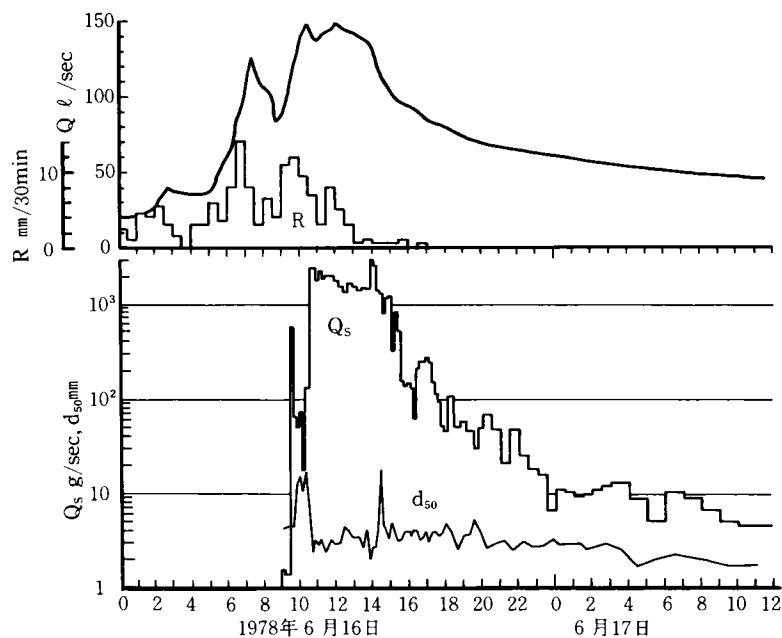


図 2-45 ヒル谷出口における土砂流出
 R :雨量, Q :流量, Q_s :流砂量, d_{50} :中央粒径

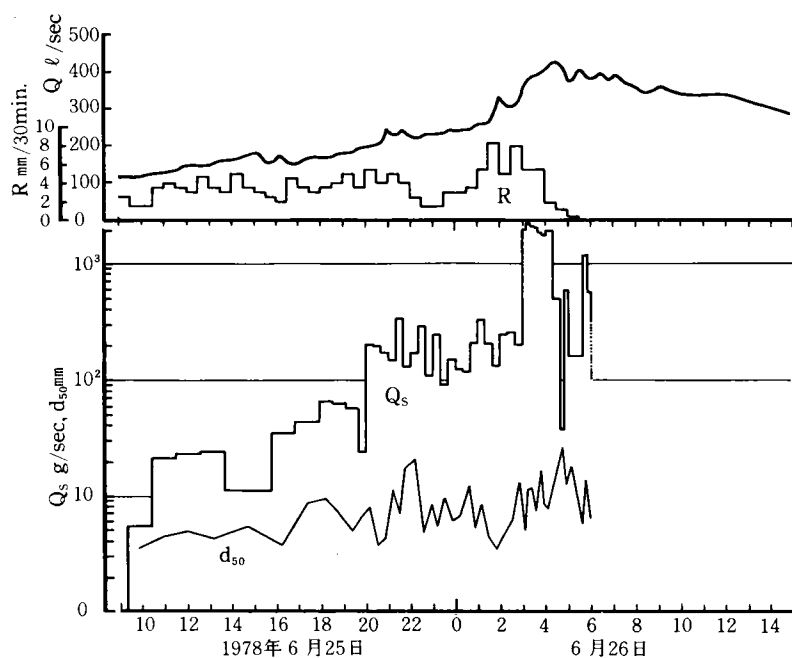


図 2-46 ヒル谷出口における土砂流出
 R :雨量, Q :流量, Q_s :流砂量, d_{50} :中央粒径

て約20 m区間ごとの総堆砂量を示したものである。したがって、図2-45の6月16日から17日の土砂流出に際して、河床は6月2日の時点と同様であったと考えられこのような河床状態を初期条件として、この土砂流出が発生したものとする。一方、図2-46の6月25日からの土砂流出は6月22日の時点の河床状態を初期条件としているものとする。

6月16日の土砂流出は6月25日のものに比較して、少ない流量で多量の土砂を流出している。これは16日の土砂流出時の河床に土砂が多く堆積していたことによるものであろう。さらに、16日の土砂流出が、流量ピークに対して若干の遅れで発生している。これはヒル谷本川の下流の観測点に近い河床に土砂の堆積がほとんどなく、約150 m上流に堆積していた砂礫が掃流形式で河床を移動して観測点に到達したことによる遅れを示しているものとする。なお、6月25日から26日の出水の規模が大きく、河床に堆積した砂礫の大半が流出したために、河床の堆砂量分布は図2-47に示すように、11月10日の時点では砂礫が河床プールから全くなっている。

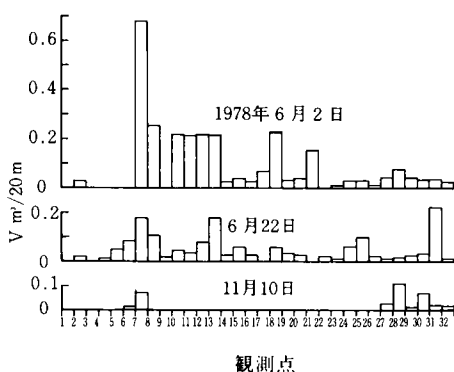


図2-47 ヒル谷本川河床のプールの堆砂量(V)

b-3 河床堆砂が出水の途中でなくなった場合の土砂流出

河床のプールに砂礫の堆積物がなくなれば、新たに土砂礫の供給がない限り、流砂は発生しない。このような土砂流出の1例として、1972年7月10日から13日のものがあり、それは図2-48に示すとおりである。この出水において、観測点付近の河床にも十分な砂礫の堆積があったことが、流量の増加に対してほとんど遅れもなく流砂が発生していることから推察される。流砂量は出水の前半において、流量の増加とともに増えるが、12日の午前8時頃からは流量の増加にもかかわらず、流砂量が減少している。このことは河床のプールに流出すべき砂礫がなくなったことを示すものであろう。

c. 砂礫の流出過程の相異

c-1 出水に対して流砂の到達が遅れる場合

河床のプールに砂礫の堆積がなかったり、あるいは少ない場合は、観測点に最も近い河床プールの砂礫が観測点に到達するまでは、観測点では流砂は観測されず、このような場合は流砂の発生が砂礫の移動時間だけ出水に対して遅れることになる。このような例は、図2-49に示すとおりで、土砂流出は7月6日と7日に分けられる。この土砂流出において、前者が出水に対して約10時間の遅れを示しているのに対して、後者は出水に対してほとんど遅れがないことが注目される。このような土砂流出の出水に対する遅れは、前述したように河床プールの砂礫の堆積状態に由来するものとする。

c-2 出水に対して流砂の発生に遅れない場合

観測点の近くの河床に十分な砂礫の堆積がある場合は、出水に対して流砂の発生の遅れはほとんど認められない。その1例として、1974年9月8日から9日の土砂流出の状態を図2-50に示している。

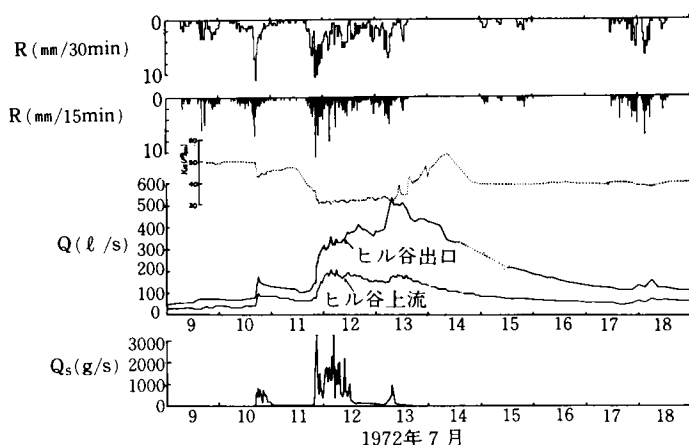


図 2-48 ヒル谷出口における土砂流出

R : 雨量, K_{18} : 電導度, Q : 流量, Q_s : 流砂量

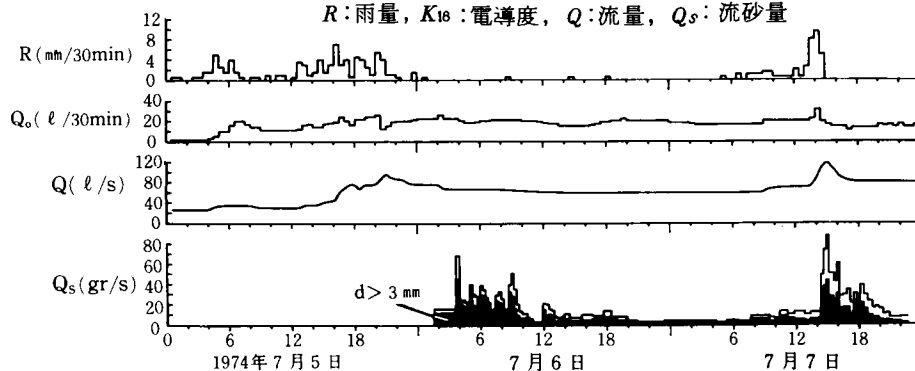


図 2-49 ヒル谷出口における流砂量

R : 雨量, Q_o : 地下水湧出量, Q : 流量, Q_s : 流砂量

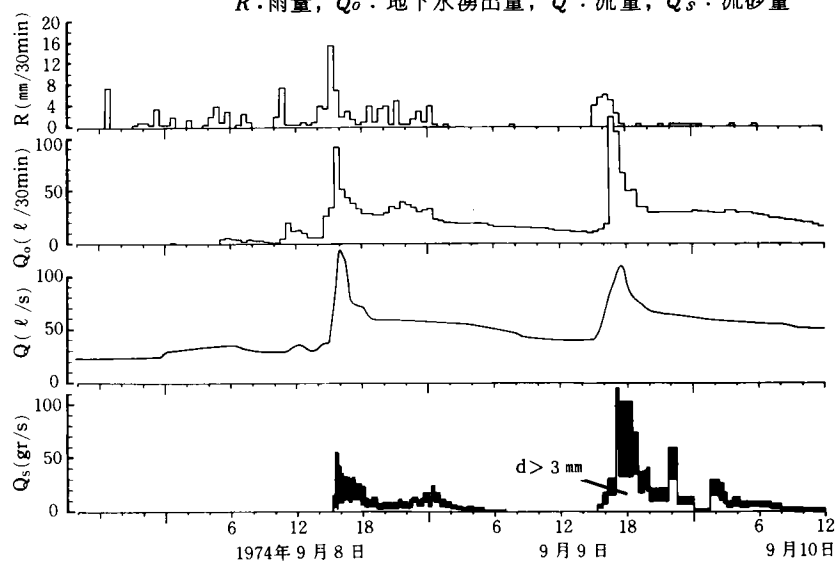


図 2-50 ヒル谷出口における流砂量

R : 雨量, Q_o : 地下水湧出量, Q : 流量, Q_s : 流砂量

2.5.2 河床変動のある河川における土砂流出

足洗谷において観測される土砂流出の形態は、浮流、掃流および土石流などにおよび、一連の出水において、それらを明確に区別することは困難であるが、ここでは土石流をともなう土砂流出であるかどうかで区別している。

a. 土石流の発生によらない土砂流出

観測による土砂流出の実態は、観測方法などによって異なるので、ここでは、バケット式の流砂観測装置とTVカメラによる方法とに分けて述べる。

a-1. バケット式流砂観測装置による観測結果

バケット式流砂観測装置によって測定できる流砂は、直径5～100 mmの範囲に限定されている。なお、粒径5 mm以下のものは採集された泥水の分析によって測定されている。

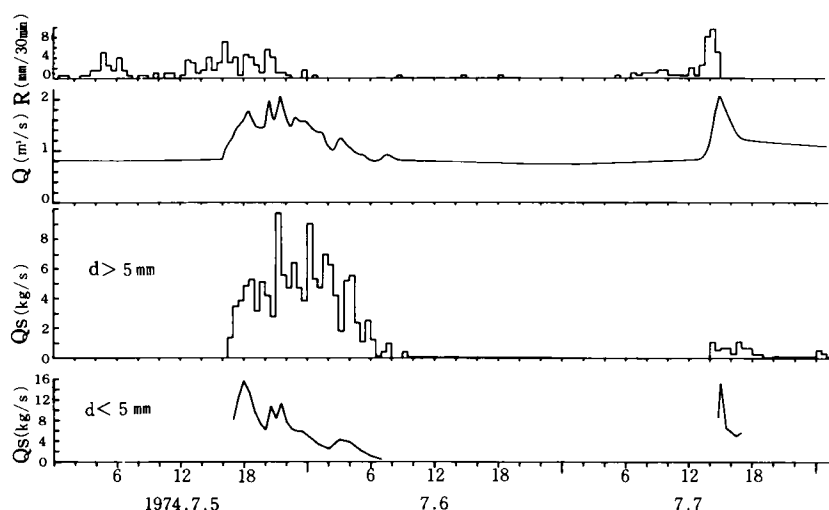


図 2-51 足洗谷本川における土砂流出

R: 雨量, Q: 流量, Q_s : 流砂量, d: 粒径

図 2-51 は 1974 年 7 月 5 日から 7 日の出水にともなう土砂礫の流出を示したものである。この図には降雨量、流量、粒径 5 mm 以上の流砂量および粒径 5 mm 以下の流砂量が示されている。この図からも明らかなように、深谷の流砂観測点で流砂が観測されるのは、流量が約 $1 \text{ m}^3/\text{sec}$ を超える時点で、また、流砂が観測されなくなるのも流量が約 $1 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下となる時点であることが注目される。粒径の大きなものは流量に比較的良好に対応しているが、細粒径の成分は出水の前半に流砂量が多い傾向を示している。なお、このような傾向は図 2-52 に示すように、1974 年 7 月 15 日の出水にともなう土砂流出においても認められている。

a-2. TVカメラによる観測結果

TVカメラによる砂礫の移動の測定は、粒径が大きくなければ水面下に礫が潜って見えず、粒径が水深

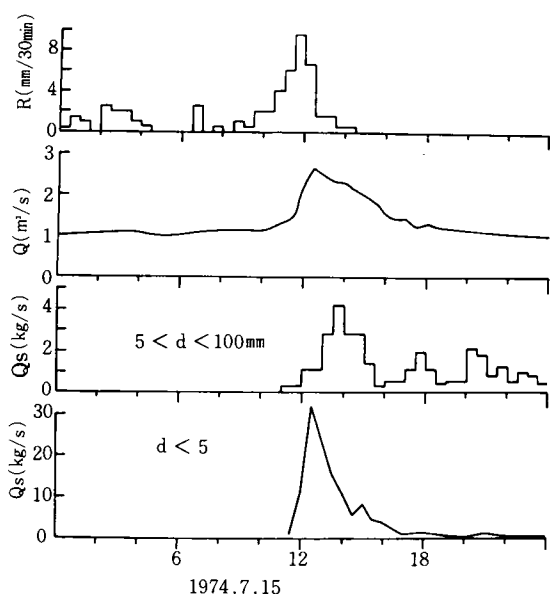


図 2-52 足洗谷本川における土砂流出
 R : 雨量, Q : 流量, Q_s : 流砂量,
 d : 粒径

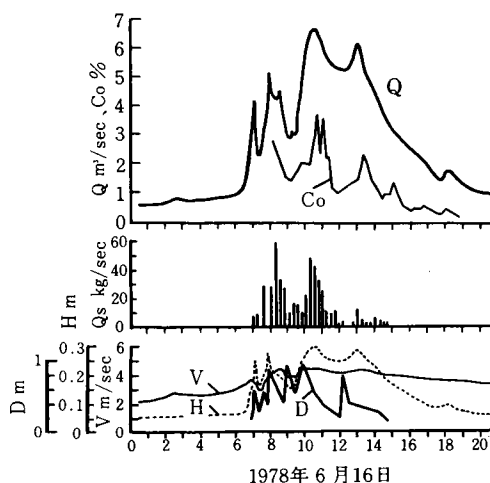


図 2-53 足洗谷本川における土砂流出
 Q : 流量, Co : 浮遊砂濃度, Q_s : 流砂量
 V : 流速, H : 水深, D : 最大移動粒径

以上のものに限定される。図 2-53 は 1978 年 6 月 16 日の出水にともなって流出した直径約 20 cm 以上の礫の個数を測定し、礫 1 個当りの平均重量を 20 kg とし、流砂量 Q_s を求めたものを示している。さらに、図中には粒径が 1 mm 以下の流砂量を土砂濃度 Co (重量百分率) で示している。また、流量 Q 、流速 V 、水深 H および各時点における最大礫の粒径 D も図中に示してある。流砂の細粒成分は、時間的な変動がハイドログラフに比較的よく対応している。一方、粒径が 20 cm 以上の礫の流出は、流量が約 4 m^3/sec を超える時点で発生し、流量が約 3 m^3/sec に減少した時点で細粒成分の流出があるにもかかわらず、礫の流出は認められなくなる。また、流砂量の時間的な変動もハイドログラフとは異なっており、出水の前半に流砂量が多い傾向を示している。

b. 土石流にともなう土砂流出

土石流はその土砂礫の輸送形態に大きな特徴を有しており、流砂濃度が大きく巨礫の移動を伴っているために流砂量などの観測は非常に困難である。したがって、現状では土石流の流量として、水と土砂礫を含んだ総量を測定している。

図 2-54 は 1975 年 7 月 13 日に発生した洪水および土石流の流量と降雨量を示したものである。土石流の深谷観測点の通過は超音波式水位計の記録から 5 時 45 分と 6 時

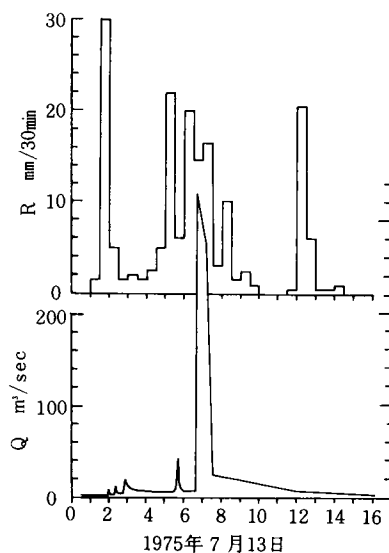


図 2-54 足洗谷本川における土石流
 R : 雨量, Q : 総流量

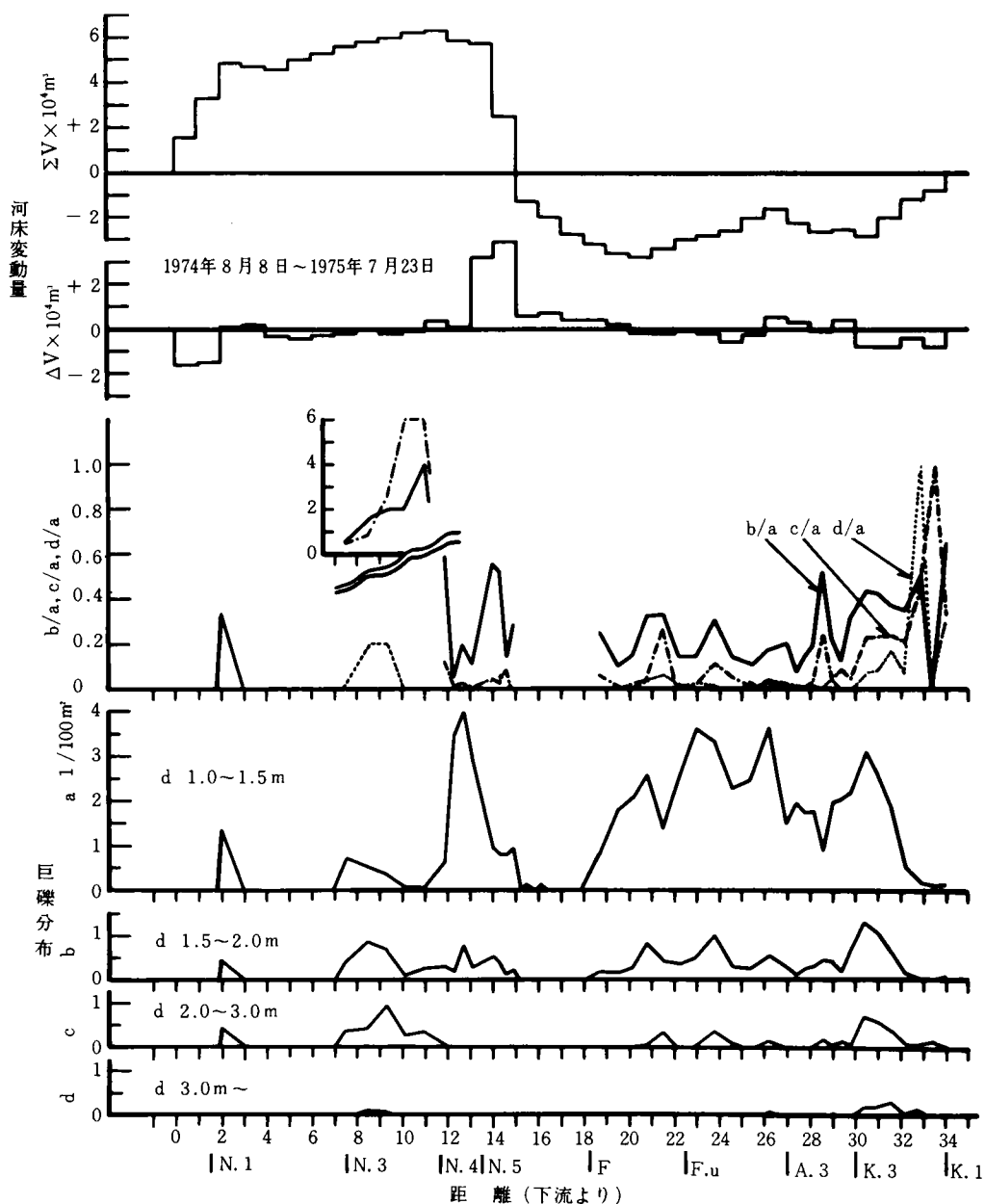


図2-55 足洗谷本川における土石流の堆積状態

ΣV : 累加変動量, ΔV : 区間変動量

a : 粒径 $1 \sim 1.5 \text{ m}$, b : 粒径 $1.5 \sim 2 \text{ m}$, c : 粒径 $2 \sim 3 \text{ m}$, d : 粒径 3 m 以上

N₁: 中尾1号ダム, N₃: 中尾3号ダム, N₄: 中尾4号ダム, N₅: 中尾5号ダム

F: 深谷ダム, Fu: 深谷上流ダム, A: 足洗谷3号ダム, K₃: 黒谷3号ダム, K₁: 黒谷1号ダム

46分と推定された。したがって、土石流の発生は深谷通過時刻より5分から10分前と考えられる。土石流は現地調査の結果、白水谷、黒谷および割谷において発生していることが認められた。

この土石流が足洗谷上流に発生し、どのような挙動を示して下流へと流出したかを明らかにするため、土石流の通過後の河床形態、堆積砂れきの粒径分布などの調査を行った。その結果は図2-55に示すとおりで、これらの状態から土石流がどのような流量で、どのような流路を形成して流下したか、あるいはどのような場所で堆積するかを推察することができる。また、河床変動量から土石流によって運ばれて堆積した量、あるいは土石流の総流出土砂量が推定される。

以上の観測および調査結果から、7月13日6時46分、深谷地点を通過した土石流は黒谷において発生し、足洗谷3号堰堤から深谷堰堤の間を流下した際の流量は約 $300 \sim 400 \text{ m}^3/\text{sec}$ で、流速は約 $8 \sim 10 \text{ m}/\text{sec}$ であった。土石流の形態は中尾4号堰堤付近で変化し、それより下流では掃流状集合流動に近い形態で土砂礫が輸送されたものとする。また、河床変動量から黒谷などから流出した土石流の総土砂量は少なくとも 6 万 m^3 と推定される。

以上のように、土石流の発生によって河床の状態が著しく変化することが非常に多い。しかし、元の河床形状が不明な場合が多く、その変動量に関する定量的なとりあつかいは困難であることが多い。足洗谷本川の深谷堰堤と深谷上流堰堤の間において、出水の前後の河床横断測量が行われている。図2-56は調査区間の流路変動を示し、図2-57はその区間の河床変動量を示している。この区間では前述した7月13日の土石流の流下によって河床が著しく侵食を受けており、その総量は $3,312 \text{ m}^3$ となっている。堆積の区間は測線7から10の間で約 $1,000 \text{ m}^3$ に達しており、とくに、図2-58に示す測線6付

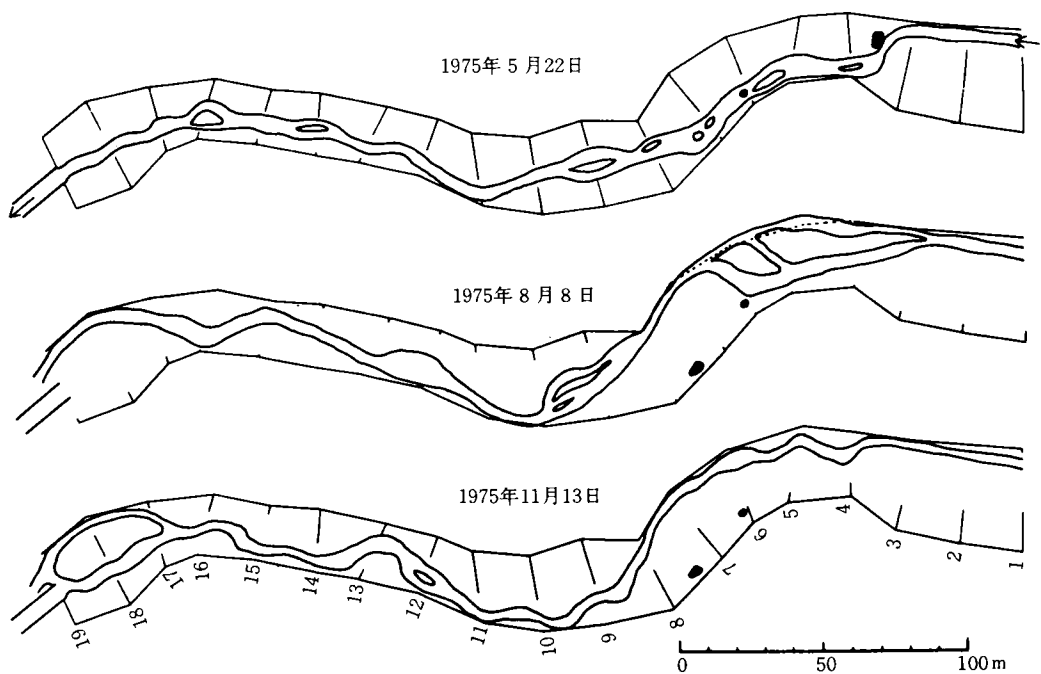


図2-56 土石流による流路変動
(深谷ダムと深谷上流ダムの間、図中の数字は横断測量の番号を示す。)

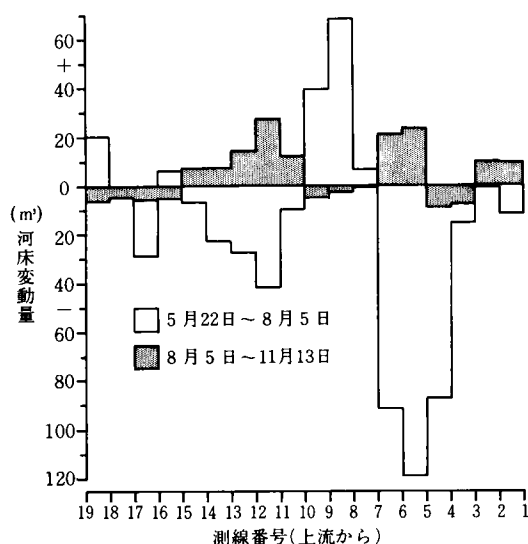


図 5-57 土石流による河床変動量
(図 2-56 の区間)

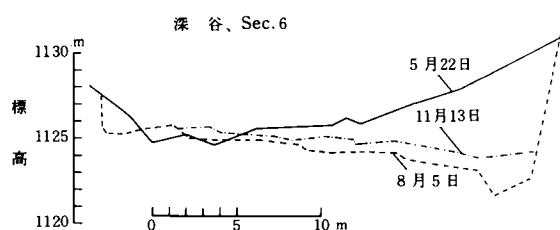


図 2-58 土石流による河床横断形状の変動
(図 2-56 の No.6 の横断, 1975 年)

近では右岸のガリ壁面からの崩落土砂による崖錐堆積物が全部流出している。また、図 2-56 に示すように流路が湾曲している部分の測線 10, 11, 17 および 18 の攻撃斜面では、溪岸からの供給砂礫の流出が顕著である。このような土砂礫の河床への供給と流出の形態は、この流域における一般的な土砂流出の形態となっており、とくに上流部の土石流発生域ではこのような傾向が著しいものと考えられる。

このような山地河川においては、冬から春にかけて溪岸から河床に土砂礫が供給され、それが梅雨あるいは集中豪雨などによる出水によって流出し、河床は元の状態にもどるという 1 年間を周期とした土砂生産と土砂流出のパターンが認められる。

第 6 節 結 語

本章では土砂流出のシステムとその観測の意義について述べ、ついで観測流域の特性とその流域の土砂流出システムに即した観測の内容および方法について述べている。さらに、観測によって土砂流出の実態を明らかにしている。

ヒル谷試験流域における土砂流出の特徴は、現在、上流に土砂礫の供給源を有しない本川に土砂礫の流出が多い支川が合流し、支川から本川に供給された砂礫が、その砂礫の粒径に比較してはるかに大きな粒径の礫で形成された本川河床上を輸送されて流出することにある。この本川河床には大小の数多くの滝と滝つぼが繰返して分布しており、河道は階段状を呈している。支川からこのような本川河道に流出してきた砂礫は次々とこのような滝つぼを埋めながら流下している。ヒル谷本川出口において観測される土砂流出の状態は、本川河道の滝つぼ（プール）に堆積している砂礫の分布と出水の特性に支配されるものと考えられる。このような河道における砂礫の堆砂量と滝つぼ部分の水理を組み込んだ河道輸送モデルについては第 3 章で考察を行い、観測によって明らかとなっている種々の土砂流出現象の定量

的な検討を行っている。

足洗谷試験流域における土砂流出については、各個運搬による土砂流出と土石流によるものについて、その実態を明らかにした。足洗谷本川における各個運搬による砂礫の移動現象は、河床のアーマコートが破壊されないような流量時において、ヒル谷のそれと類似しているが、通常の洪水においても流路が変動したり、河床のアーマコートが破壊されることが多い。

第4章では、このような河床のアーマコートが破壊されたり、流路変動が生じた場合の砂礫の流出機構について考察を行っている。

足洗谷上流の白水谷と黒谷において発生する土石流の実態に基づき土石流の発生機構について、降雨強度と総降雨量が支配的な役割をはたしていることが認められた。また、土石流の流動と堆積に関して多くの資料が得られており、第5章において土石流の発生にともなう水および砂礫の収支を基礎とした土石流の発生機構モデルの検討を本章で述べたような観測資料をもとに行っている。

【参 考 文 献】

- 1) 芦田和男・高橋 保・奥村武信・道上正規・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出，京都大学防災研究所年報第15号B，1972年，pp. 349～361
- 2) 芦田和男・高橋 保・奥村武信・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出(2)，京都大学防災研究所年報第16号B，1973年，pp. 401～409
- 3) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出(3)，京都大学防災研究所年報第17号B，1974年，pp. 547～553
- 4) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出(4)，京都大学防災研究所年報第18号B，1975年，pp. 529～540
- 5) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出(5)，京都大学防災研究所年報第19号B，1976年，pp. 345～360
- 6) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出(6)，京都大学防災研究所年報第20号B，1977年，pp. 387～403
- 7) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出(7)，京都大学防災研究所年報第21号B，1978年，pp. 467～483
- 8) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出(8)，京都大学防災研究所年報第22号B，1979年，pp. 301～314
- 9) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出(9)，京都大学防災研究所年報第23号B，1980年，pp. 393～412
- 10) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出(10)，京都大学防災研究所年報第24号B，1981年，pp. 223～237
- 11) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出(11)，京都大学防災研究所年報

第 25 号 B, 1982 年, pp. 361 ~ 373

- 12) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明: 山地流域における出水と土砂流出⁽²⁾, 京都大学防災研究所年報
第 26 号 B, 1983 年, pp. 303 ~ 314
- 13) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明: 山地流域における出水と土砂流出⁽³⁾, 京都大学防災研究所年報
第 27 号 B, 1984 年, pp. 317 ~ 330
- 14) 本間 仁: 数値解析・水文観測(応用水理学下Ⅱ) 丸善株式会社, 1971 年, pp. 202 ~ 234
- 15) 流砂量計開発研究グループ: 掃流流砂量測定計器の開発に関する研究, 京都大学防災研究所年報
第 14 号 B, 1971 年, pp. 239 ~ 249
- 16) 奥田ほか土石流研究グループ: 土石流の計測法に関する研究, 京都大学防災研究所年報第 15 号
A, 1972 年, pp. 35 ~ 41
- 17) 藤井昭二・沢田豊明・武沢 正: 焼岳火山の中尾火砕流堆積物とそれらの放射性炭素年代, 第四
紀研究第 13 巻, 第 1 号, 1974 年, pp. 1 ~ 5
- 18) 矢野勝正・藤井昭二・沢田豊明: 蒲田川流域の地形・地質学的特性に関する研究⁽²⁾ — 蒲田川流
域の地質学的特性について —, 京都大学防災研究所年報第 12 号 B, 1969 年, pp. 295 ~ 309
- 19) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明・崎 正則: 山地小流域における出水の一形態, 土木学会関西支
部年次学術講演概要, 1977 年, II - 80 - 1
- 20) 藤井昭二・武沢 正・沢田豊明: 河岸段丘と年輪, 新砂防, 77, 1970 年, pp. 6 ~ 10
- 21) 矢野勝正・沢田豊明: 岩石の風化と崩壊⁽¹⁾ — 花崗岩質岩石にみられる風化 —, 京都大学防災研
究所年報第 13 号 B, 1970 年, pp. 621 ~ 627
- 22) 近畿地方建設局琵琶湖工事事務所: 砂防河川の土砂動態に関する研究, 瀬田川砂防調査報告書
(其の 27), 1982 年

第 3 章 階段状河道における砂礫の 流出に関する研究

第 3.1 節 概 説

山地河川の河道には、溪岸斜面や上流から流出してきた砂礫が堆積し、その形態は河床材料、河床勾配および流量に支配され、過去の土砂流出の履歴をも反映している。したがって、通常、流路部分は谷の幅に比較して狭く、谷を埋めている堆積物の一部を侵食して形成されている。河床の表面は堆積物に含まれていた小粒径のものが流出して残った大きな礫で構成されている。また、粒径の大きい礫は縦断的に一様に分布するのではなく、場所的に偏在し、礫と礫がかみあって比較的安定したステップ（段差）が縦断方向に適当な間隔で形成されて、いわゆる階段状を呈する場合が多い。ステップとステップの間は洗掘されてプール状になっている。

このような階段状構造はステップを構成している大きな礫が移動するような大出水時でなければ破壊されず、流水と流砂に非常に大きな影響を与える。すなわち、中・小出水時にはプール内の水面勾配は谷の縦断勾配に比較して非常に小さく、流水のエネルギー損失の大部分は、プール内の渦や跳水によっておこる。したがって、流速や流砂に有効な掃流力は、階段状河床が形成されない場合に比較して大幅に減少する。また、上流から輸送される砂礫は一旦プールに貯留されながら流下する。このような場合には、流砂量は流量ばかりではなくプール内の堆砂量および堆積形態に支配される。したがって、ヒル谷において観測された流量と流砂量の関係は、河床のプール内の堆砂量などに支配され、出水のたびに異なることが多い。また、流砂量の時間的変動が出水のハイドログラフに対応しないことが多い。このような土砂流出の特性は、砂礫の流出がその流出過程において、河床のプール内での輸送の遅れや貯留などによって、流出土砂量およびその時間分布が変形されることを示すものである。

このように、階段状河床形態は流砂に非常に大きな影響を持っているにもかかわらず、その実態や流砂機構に関しては、従来ほとんど解明されていない。そこで、本章において、ステップとプールで形成されている階段状河道における砂礫の流出過程とその機構について考察を行う。まず、現地調査により階段状河床形の形状特性を明らかにするとともに、着色砂礫をトレーサーとして固定化された階段状河道での砂礫の流出過程の実態を明らかにする。ついで、階段状河道のモデルによって流砂に関する詳細な実験を行い、その流砂機構を検討する。さらに、これらの成果に基づいて階段状河道での流出土砂量の予測法について検討を行う。

第 3.2 節 階段状河道と流砂の実態

3.2.1. 階段状河道の縦断形状

山地における河道の特徴は、河床勾配が急であること、河床を構成する砂礫の粒径範囲が広く巨礫が多いこと、ならびに河床形態が非常に複雑であることである。このような河道の特徴は階段状の縦断形

状に代表され、巨礫が組合わさって形成されたステップ・プールからなっており、流れの状態はステップとプールでは異なり、前者では射流、後者では常流となっている。さらに、プールにおいては、上流からの流水は射流となってプールに流入するために、流入点付近の流れは非常に複雑となっている。

ステップ・プールからなる階段状の河道は一般に巨礫によって構成され、通常の洪水によっては破壊されないアーマ・コートを形成しており、したがって流砂はステップとプールからなる一種の固定床上において発生する。このような小規模な形状は、一般の地形図においては平滑化されて現われないが、砂礫の移動に対しては大きな影響を持っている。そこで、ここでは、このような河道における砂礫の移動機構を明らかにするために、一般の地形図では現われていない小規模な河道縦断形状について検討を行っている。

図3-1はヒル谷本川の河床縦断を示したもので、河床全体の地形勾配は1/5から1/4と急である。一方、階段状河道のシュート部は急勾配であるが、プール部は勾配が緩く逆勾配の部分も存在している。

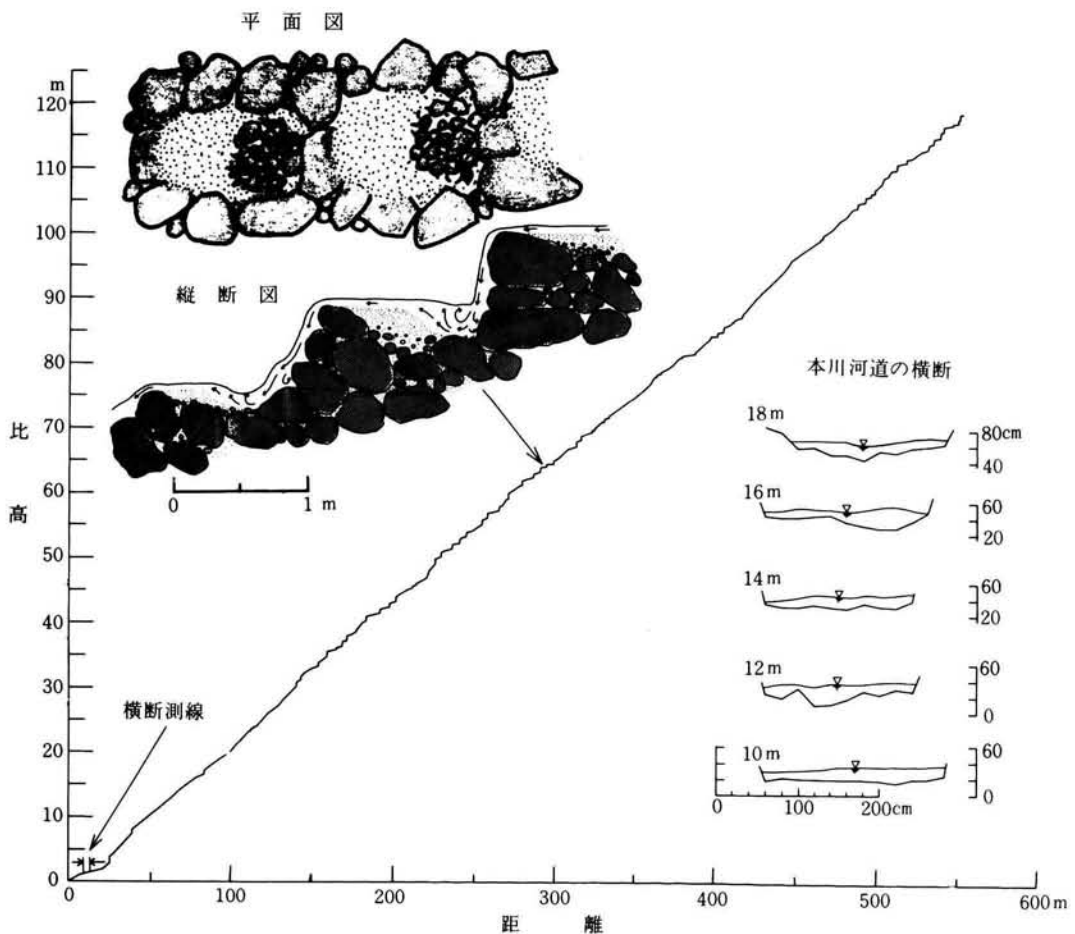


図3-1 ヒル谷本川の河床縦断形状とステップ・プールの形態

このような階段状河床の例は図3-2に示すとおりで、ヒル谷本川の一般的な河床形態である。

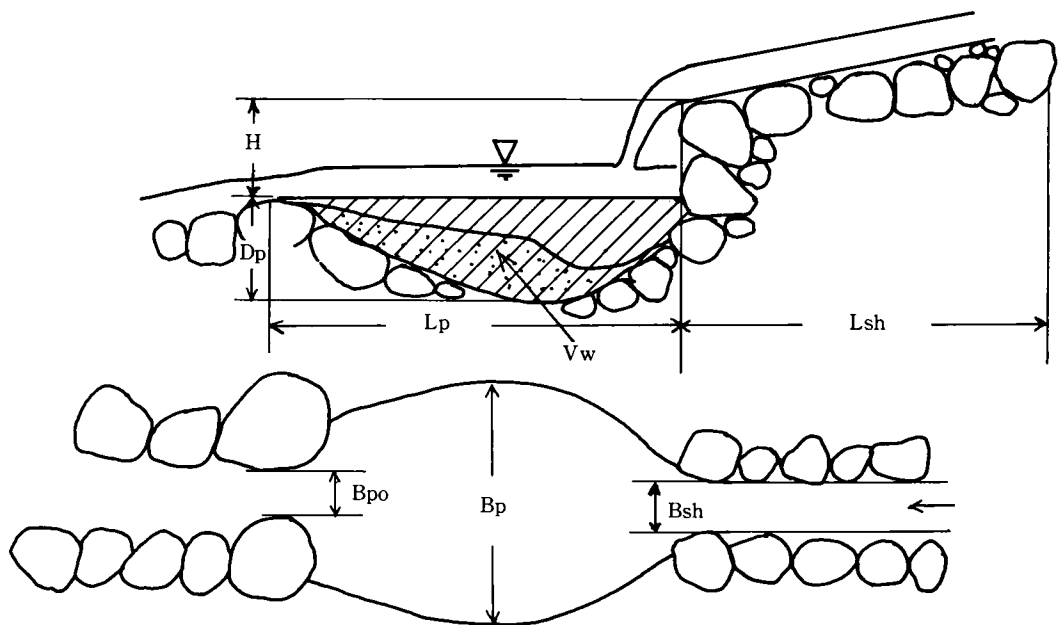
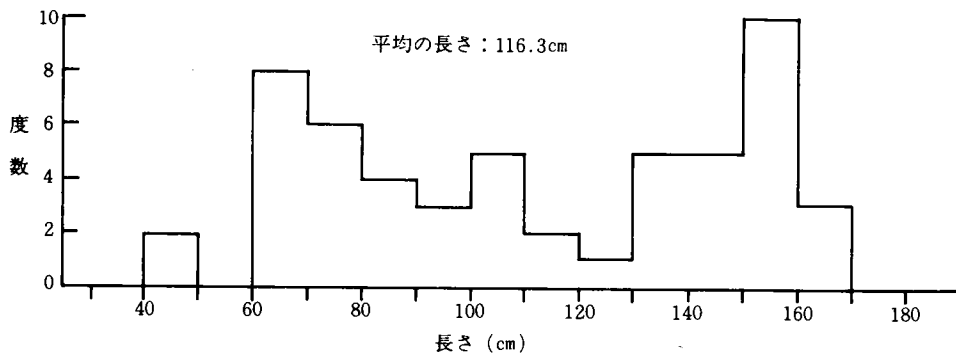


図 3-2 階段状河床の形態

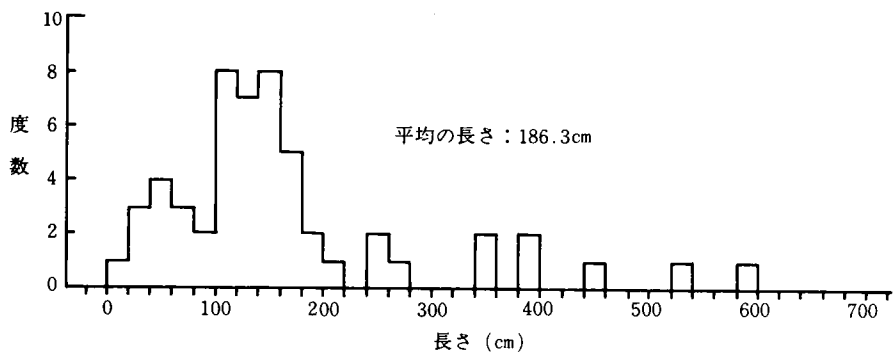
H: ステップの高さ, Dp: プールの深さ, Lp: プールの長さ
Vw: 未堆砂容量, Bp: プールの幅, Lsh: シュートの長さ
Bpo: プール出口の幅, Bsh: シュート出口の幅

このような河床形態は、流れの領域と河床形態との関係を説明した小規模河床形態の分類によれば、どのような流量で形成されたのか不明であるが、一応 Upper Flow regime の範囲に入るものである。しかし、現在、このような河床において観察される流砂は、ほぼ固定された階段状の流路において輸送されるため、流砂の形態は Lower Flow regime に含まれる場合が多い。すなわち、流路の瀬や滝の部分では Upper Flow 領域の射流の状態があるが、プールの部分では常流の状態になっており、下流への流砂量はプールの部分に支配されることが多い。一方、流量が増大すれば、小さなプールなどは Upper Flow 領域の状態に移行する。このような特性を有する河床に上流から砂礫が輸送されてくれば、プールの部分が流量に応じて流砂量を調節したり、また流砂の伝播・変形に関して大きく影響することになるのである。

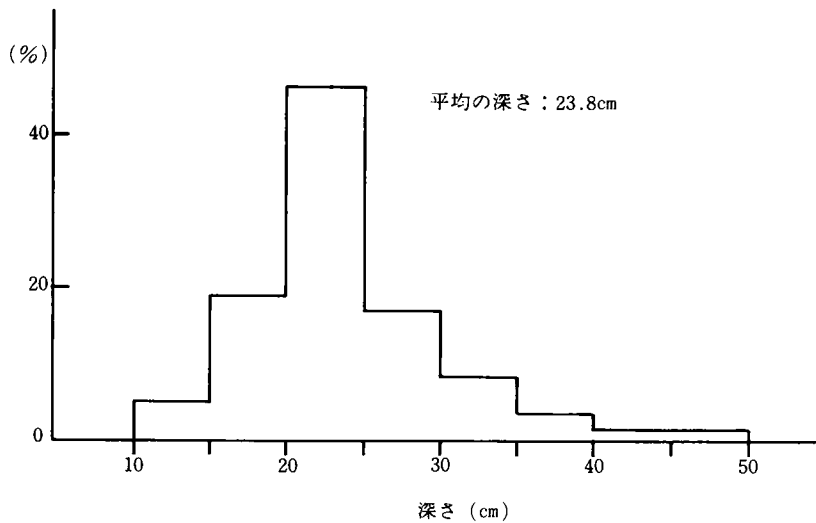
このような階段状河床形状は、いわば波状を呈したアーマ・コートの形成と考えられ、その発生原因として、まず、Upper Flow regime において反砂堆が形成され、その掃流力に応じて巨礫が分級堆積し、礫同志がかみあって、適当な間隔でステップが形成されるものと考えられる²⁾。階段状河床形状は、図 3-2 に示したとおり三次元的であり、その形状特性に関しては不明な所が多い。図 3-3 (a), (b), および (c) はヒル谷本川における階段状河床のプールの卓越長や深さの度数分布を示したものであり、かなり広い範囲に分布している。また、プールの長さ、シュートの長さおよびプールの深さの平均長は、それぞれ、116.3 cm, 186.3 cm および 23.8 cm であった。なお、この場合の巨礫の平均的な大きさは 50 cm であった。



(a) プールの水平長 (L_p) の度数分布



(b) シュートの水平長 (L_{sh}) の度数分布



(c) プールの深さ (D_p) の度数分布

図 3-3 階段状河床の形状特性

ヒル谷本川におけるプールの容積の分布は、図3-4に示すとおりであり、砂礫の堆砂が少ない時期に計測したものである。このようなプール容積は、図3-2にも示されるように、プール上流の滝の落差によって支配されているようである。このような滝の落差は巨礫によって形成されていることが多く巨礫の径の1～2倍程度である。このような階段状河床の形成過程は次のように考えられる。ヒル谷本川の河床は広範囲の粒径の砂礫で構成されており、巨礫の移動、停止限界近傍での掃流力で、かつ反砂堆が形成される水理条件のもとで、巨礫の堆積、かみ合いが場所的に比較的波状的に生じ、かみ合った巨礫が移動に対する抵抗力を増して安定化し、その下流に滝が形成され、細粒砂礫の流出した部分がプールを形成する。

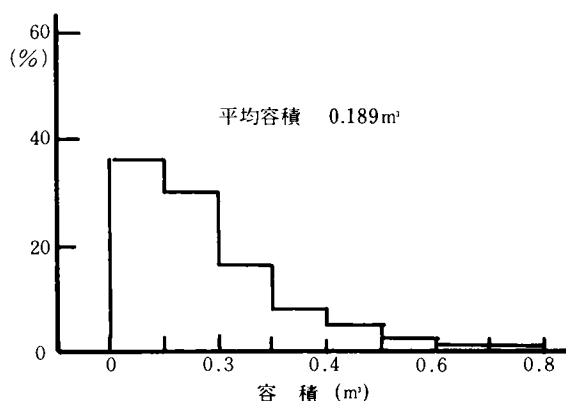


図3-4 プールの容積（度数分布）

このような河床形態は勾配が急で、河床材料が巨礫を含んで粒径範囲の大きい山地河川に一般的に認められる。その一例として比良山系の比良川の河床縦断形状を図3-5に示す。比良川においても通常の洪水で移動する砂礫は1 cm以下で、ステップ・プールを形成している巨礫は移動していない。この図に示されている最下流のプールは長さが約5 mで大きく、砂礫が多く堆積している。上流の2つのプールは小さいため砂礫の堆砂量は少ない。このようなプールは河床縦断勾配が1/15程度の足洗谷本川においても認められるが、足洗谷本川は土石流の発生によって階段状の河床は破壊されたり、埋められたりすることが多い。しかし、土石流後の洪水などによって、細粒の砂礫が流出して新しく階段状の河床

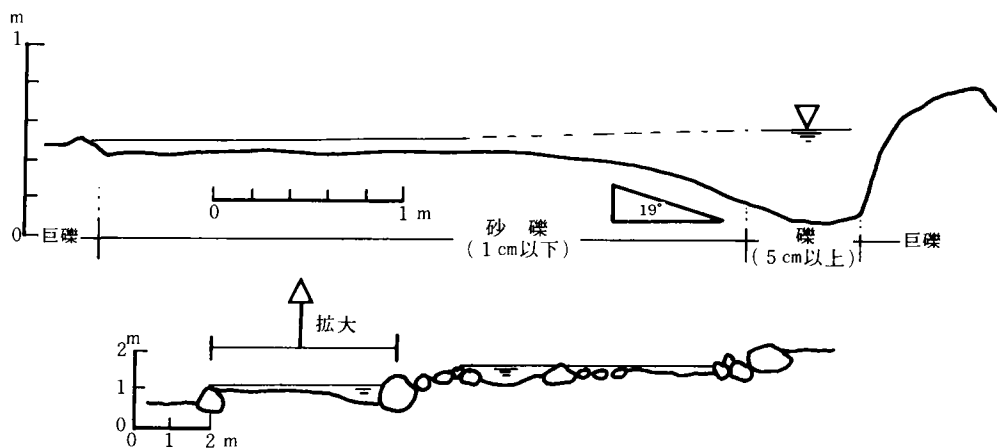


図3-5 比良川本川河床縦断

が形成されている。図3-6は足洗谷本川に発達する階段状河床の縦断を示したものである。

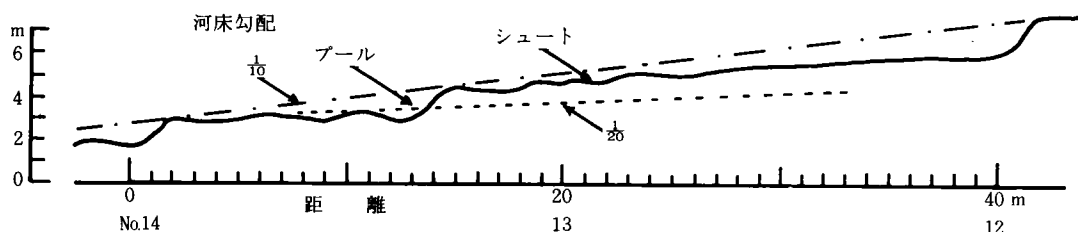


図 3-6 足洗谷本川の河床縦断

このような階段状河床に形成されたプールにおける砂礫の堆砂形状は図 3-7 に示すような特徴を有している。その 1 つは、落水水脈によって洗掘されて形成される椀状の堆砂形状で、水流の落下地点にはほぼその中心をもっている。この椀状のくぼみの外縁に連続して砂礫の水中安息角にはほぼ等しい角度の斜面が形成され、さらに、この斜面の下流側へ堆積勾配がほぼ水面勾配に等しい平坦な堆積面が形成されている。

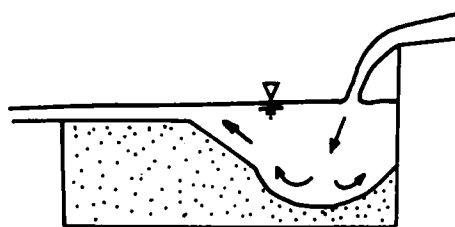


図 3-7 プール内の堆砂形状

以上がプール内の一般的な堆砂形状であるが、実際の河川では、このような堆砂形状に発達する前のものや、堆積物がほとんど流出して、このような形状が残されていないものも多い。同一河川において、このような形状の差異が生じる原因として、プールの大きさとプール上流側の滝の落差が支配的なものと考えられる。

つまり、流路に沿って流量の変化がないものとするれば、プールが大きいほど堆砂形状が保存されやすく、一方、プールが小さい場合あるいは滝の落差が大きければ、堆積した砂礫は流出しやすく、その形状は保存されにくい。

3.2.2 階段状河床における流砂の実態

ステップとプールによって構成される階段状河床における砂礫の流出過程を明らかにするために、ヒル谷本川出口で採集された流出砂礫を蛍光塗料で着色し、その砂礫を本川上流の河床に投入した。着色砂は 1976 年 6 月 30 日ヒル谷支川出口の河床に約 140 kg 投入された。この時点において、支川の流量は約 2 l/s であり、投入された砂礫は投入地点から移動していない。この投入点から観測地点までの距離は約 700 m で、その間のプールの数は約 190 で、本川の河道の状態はプール部において水深が 0.3 ~ 0.5 m、河幅が 1.2 ~ 1.8 m、流速が $0.2 \sim 0.5 \text{ m/s}$ であり、一方シュート部では水深が 0.05 ~ 0.10 m、河幅が 0.6 ~ 1.2 m、流速が $0.7 \sim 1.3 \text{ m/s}$ であった。なお、流量は支川合流部で約 35 l/s 、ヒル谷出口では約 80 l/s であった。

ヒル谷本川の流量は、7月12日の降雨発生まで徐々に減少し、ヒル谷出口で約 35 l/s になっており、6月30日から7月12日までに着色砂の移動はなかった。7月12日の4時から15時までに約 44 mm の降雨が発生し、15時に最大流量が約 70 l/s に達している。この出水でヒル谷支川から着色砂の一部が流出したものと考えられる。なお、ヒル谷支川の流量が着色砂投入時点の流量を越えるのは7月12日の8時で、14時には最大流量が約 5 l/s に達している。このような流量の増加によって着色砂の移動が開始されたものとする。

着色砂が流出する前の本川の河床は、支川合流部から下流の全区間のプールには砂礫がほとんど堆積していない状態にあった。砂礫の輸送が7月12日の8時から14時の間のある時刻に開始され、約 650 m 下流の観測点に着色砂が現われたのは7月14日の12時頃であった。図3-8は7月7日から7月20日までの流量、流砂量、着色砂の流出量を示したものである。この図に示されるように、流砂量が急激に増加するのは流量が 70 l/s を超える頃からで、この時点で初めて着色砂が観測されている。このように流量の増加と同時に着色砂の流出があるということは、着色砂がすでに観測地点に近い河床に堆積していたことを示すものとする。したがって、着色砂は7月12日に移動を開始し、遅くとも14日の10時頃には観測地点の近くに達していたものと考えられ、その移動速度は約50時間で 650 m を移動したものとすれば、約 0.36 m/s となる。

ついで、7月17日、18日および19日の出水でも流量の増加とともに着色砂の流出が認められ、観測地点の近くへ着色砂が移動してきているものとする。

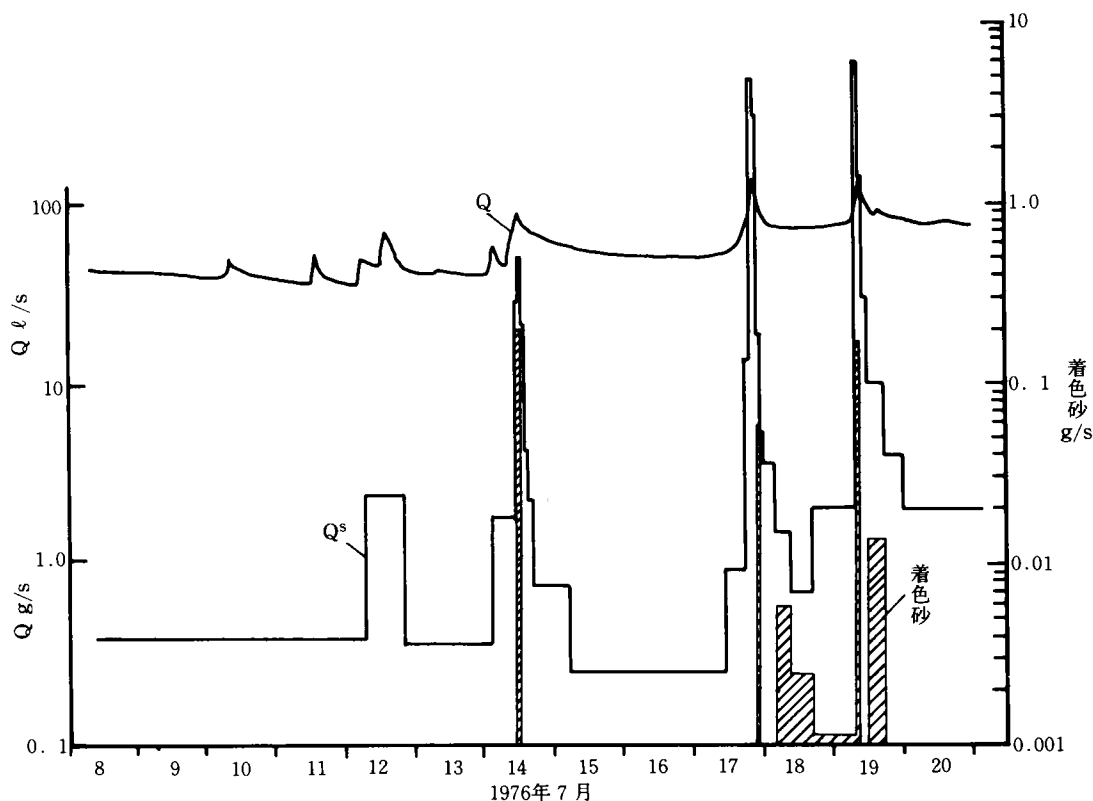


図3-8 ヒル谷出口における着色砂の流出状態

以上のような着色砂の流出状態は図3-9に示すとおりで、1976年6月30日ヒル谷支流に投入された着色砂は、ほぼ1年間でその大半が流出し、9月9日および10日の出水で着色砂の総流出の約55%が流出している。その後は着色砂の流出は減少するが、本川河道のプール内の堆砂状態をみると、砂れきの堆積はほとんど見られず、また、支川に投入した着色砂も残らず流出しているのが認められた。なお、支川合流部から下流へ約150mの区間では支川から供給された砂れきがプールに堆積しているが、その中には着色砂は認められなかった。

ついで、1977年になると、4月16日に着色砂の投入後最大の洪水が発生しているが、着色砂の流出は非常に少なく、その流出量は着色砂の総流出量の1%にも達していない。また、全流砂量も図3-9に示すように、流量が100ℓ/sを超えているにもかかわらず1~10g/sと非常に少なく、流量が前年の最大流量を超える流量である200ℓ/sを超えた時点で流砂が発生していることから、観測地点付近に

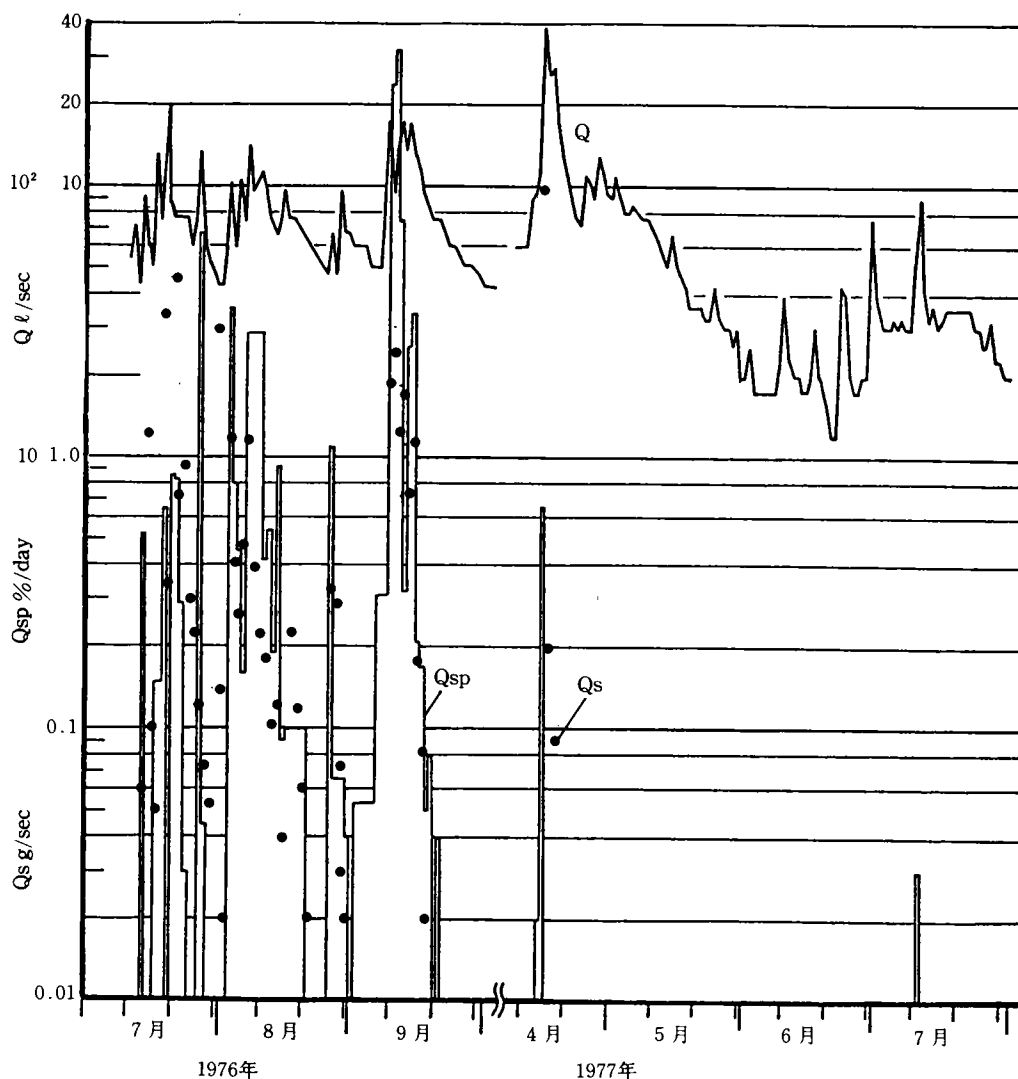


図3-9 ヒル谷出口における着色砂の流出状態(1976年7月)
(Q :流量, Q_s :日平均流砂量, Q_{sp} :着色砂の流出率)

において新たな河床および溪岸の侵食があったものと考えられる。

以上の点から、階段状河床のブールにおける堆砂状態とその分布がヒル谷本川出口での流砂量を支配していることが示された。そこで、流砂現象を正しく理解するためには、出水前後の階段状河床ブール内の堆砂状況を明らかにする必要があると考えて調査を実施した。図3-10は1979年のブールの堆砂状況を示している。この図に示されているブール内の堆砂量は20m区間の総和であり、測点番号は区間の番号で下流から上流へと順番になっている。ブール内の

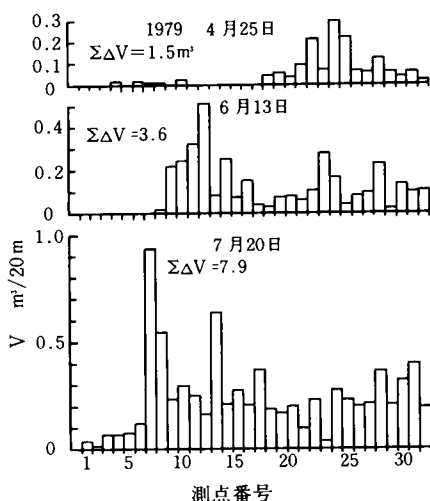


図3-10 ヒル谷本川河床ブールの堆砂量分布

堆砂状況は、この図からも明らかなように、4月25日の時点において、ブールの堆砂は前年の出水でほとんど流出し、新しく支川から流出してきた砂礫は、上流から順にブールを埋めながら輸送されNo.18の区間まで達しているが、No.17より下流のブールは空の状態であった。

このような河床状態において、1979年6月29日から7月3日の出水にともなう砂礫の流出があった。着色砂礫は1979年4月25日にNo.32の区間の最上流のブールに約80kgが投入された。投入場所、観測点の位置は図3-11に示すとおりである。なお、着色砂礫を投入したブールの縦横断形状と着色砂礫の堆積状態は図3-12に示すとおりで、この地点の流量は約10ℓ/s、下流出口での流量は約30ℓ/sであって、この時点では着色砂礫の移動は認められなかった。

6月29日から7月3日までの土砂流出と着色砂礫の流出状況は図3-13に示すとおりである。なお、着色砂礫の流出量は流砂量に対する重量百分率で示されている。図3-13には雨量、流量および流砂の

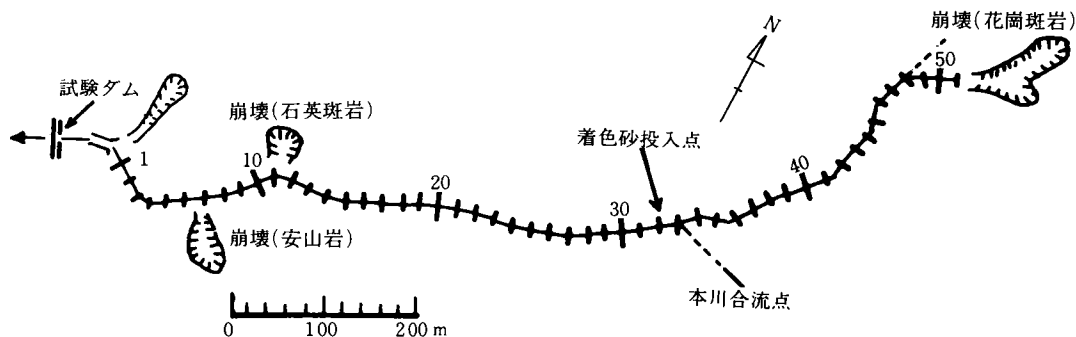


図3-11 ヒル谷河床堆砂量の調査区間
(図中の数字は調査区間(約20m)の番号)

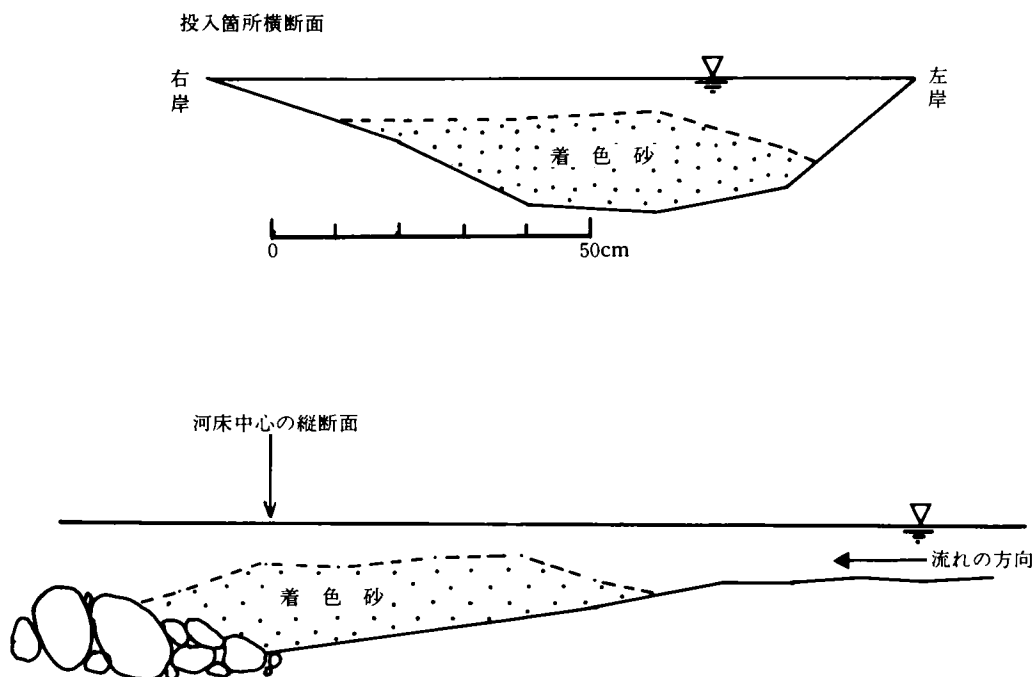


図 3-12 着色砂礫の投入状態（1979年4月25日 №32地点）

平均粒径も示されている。この図に示されるように、 $1g/sec$ 以上の流砂量が観測されるのは、流量が約 $120L/sec$ に達してからで、従来、観測地点付近のプール内に砂礫が堆積している場合、約 $50L/sec$ の流量で流砂が発生しているのに対して流砂の発生がないことは、図3-10に示す堆積状態から明らかのように、観測地点の付近まで砂礫の堆積が進行していなかったものと考えられる。流砂の発生は流量が $50L/sec$ を超えてから約6時間後に認められ、このような流砂の遅れは、流砂が空のプールを埋めながら流下するのに要する時間である。流出砂礫の粒径についてみると、流砂量の増加と同時に大きくなっており、また流量の減少とともに小さくなる傾向が認められる。流砂量は5～6時間の周期で変動しながら、流量の減少とともに少なくなり、再び流量が増加すると同時に今度は流砂量も増加する傾向が認められる。

着色砂礫の流出についてみると、観測点に最初に現われたものは、 $1g/sec$ 以上の流砂の発生から約2時間の遅れであった。このような着色砂礫の遅れは、着色砂礫が図3-10に示す河道の最上流の№32地点に投入され、この地点から移動を開始したのに対して、通常の砂礫はもっと下流のプールまで到達していたことによるものと考えられる。なお、着色砂礫の1部は、本川河床に投入した後の4月30日の出水によって、投入地点より約150mの№25の区間に達していたが、その後の出水が小さかったので、この状態で6月29日の出水をむかえたものと考えられる。着色砂礫の流出は流砂の発生期間の全体に認められ、長期間におよぶことが明らかとなった。

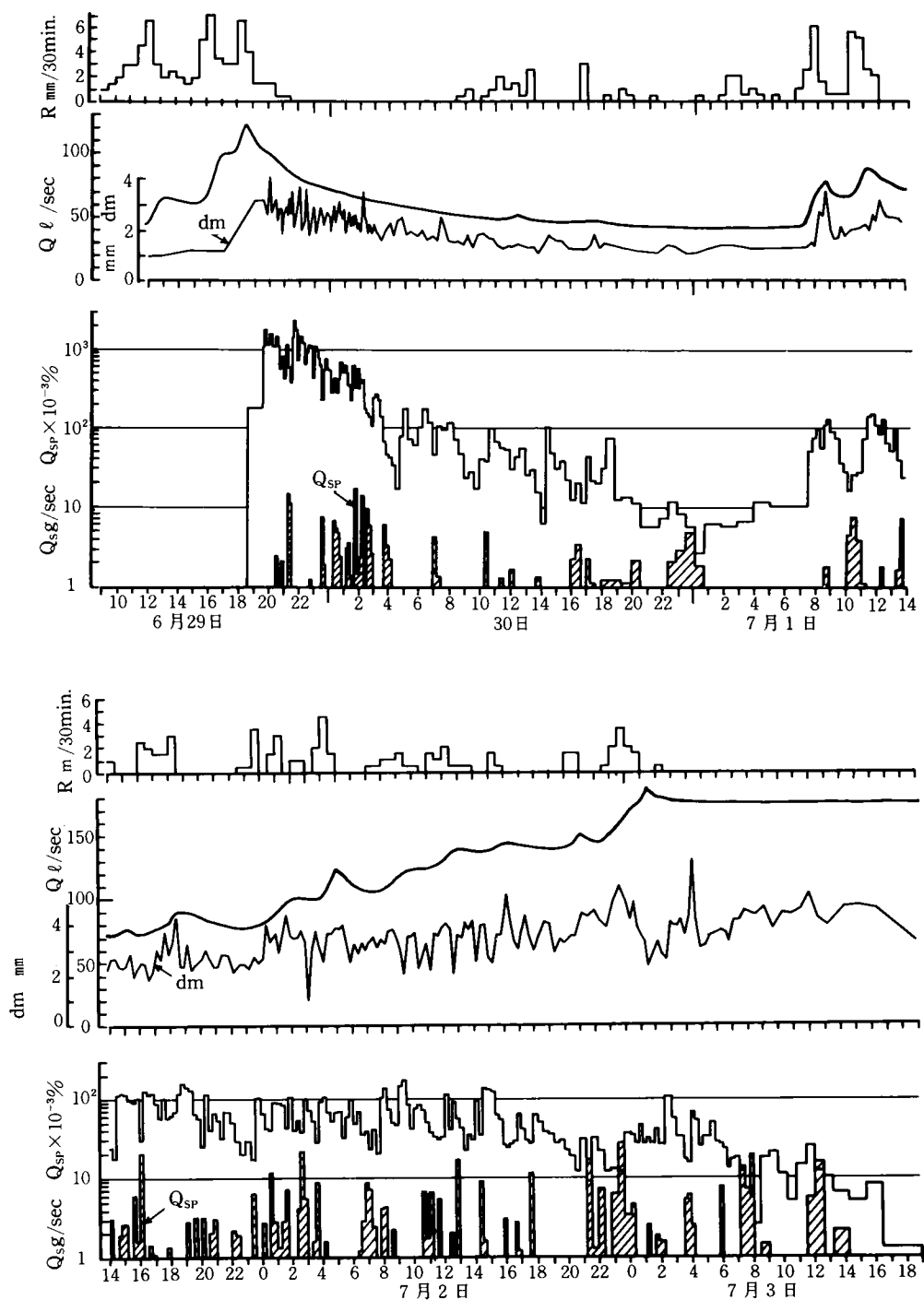


図 3-13 ヒル谷出口における着色砂の流出状態

R : 雨量, Q : 流量, Q_s : 流砂量
 Q_{sp} : 着色砂の流砂量に対する百分率
 dm : 流砂の平均粒径

3.2.3. 河道貯留土砂量と土砂流出の特性

ヒル谷出口において観測される土砂流出の主な特性として、流量と流砂量の関係が出水ごとに大きく異なること、および流量が十分多いにもかかわらず流砂がなくなることがある。図3-14は、流量と流砂量の関係を出水ごとに比較したもので、一連の出水においては、比較的一定の関係が認められ、流量の変動に対して流砂量の変動が大きいことが特徴である。

このように、出水ごとに流量と流砂量の関係が異なる原因として、河道貯留土砂の影響が考えられる。そこで、各出水の直前における河道貯留土砂の総量(Vb)を求め、これをパラメーターとして、流量と流砂量の関係をみると、図3-14に示すように、貯留量が最も少い1978年6月25日の出水で、流砂量が最も少ない傾向を示し、逆に貯留量の最も多い1979年6月30日の出水で流砂量が最も多い傾向を示している。したがって、従来、

ヒル谷流域において観測された土砂流出現象を支配する要素として、主としてプール内の貯留土砂が重要な役割を演じているものと考えられる。

貯留土砂が、どのような形で流砂機構を支配しているかを明らかにするために、現地河道においてプールの堆砂形状とプール下流の流量、流砂量、および流出砂礫の粒径の測定を行った。測定の対象としたプールはヒル谷出口の流砂観測点より約20m上流にあるもので、その長さが約2m、幅が約1m、プール出口の幅が約0.5m、落下水派の落差が約0.5mのものであった。観測結果は図3-15に示すとおりで、1979年6月30日から7月10日までのプール内の水面および堆砂縦断形状を示したもので、

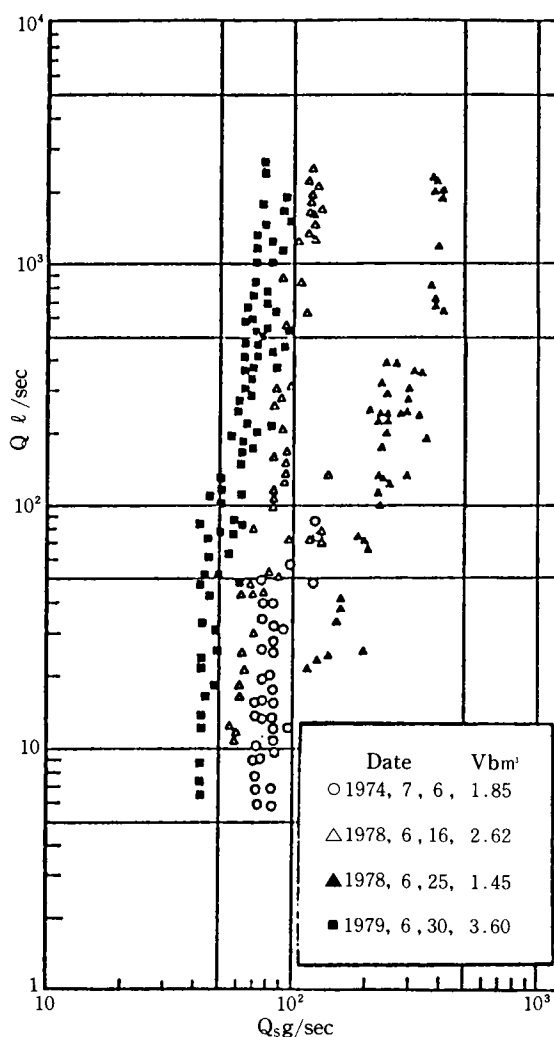


図3-14 ヒル谷出口における流量、流砂量およびプールの堆砂量の関係
 Q : 流量, Q_s : 流砂量, Vb : プールの堆砂量

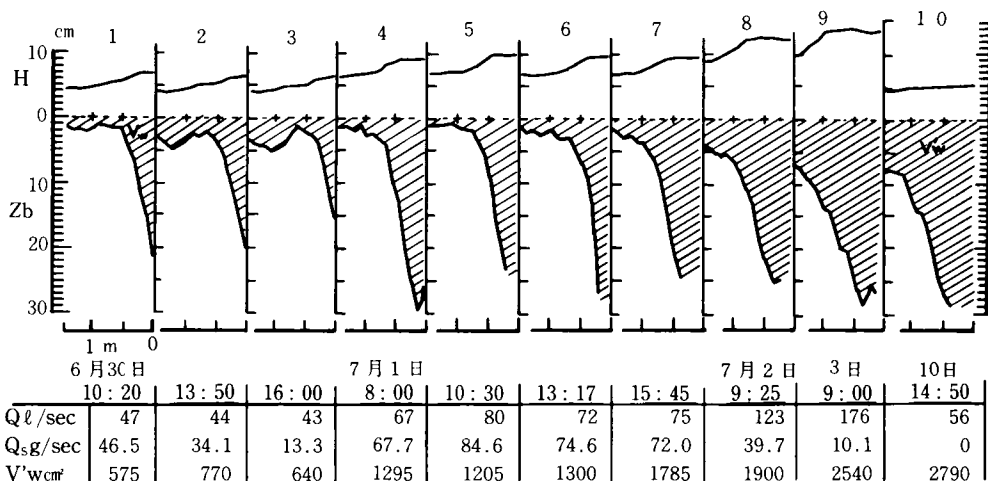


図3-15 ヒル谷本川のブールにおける堆砂形状の変化

H：ブール出口を基準とする水深

Zb：ブール出口を基準とするブールの深さ

図中の流量 Q は測定時間内の最大流量，流砂量 Q_s は各測定時刻の間の平均値を示している。ブール内の未堆砂容積 $V'w$ はブール出口の高さより下にある部分で，単位幅当りの面積で示している。この図からも明らかなように，流量が増加するにつれて流砂量も一時的に増加するが，やがて流砂量はしだいに減少し，同時にブールの侵食によってブールの容積が大きくなっている。

以上のように，河道がブールとシュートによって構成されている場合，河道を流送される土砂量は，流量のみではなく，ブールの未堆砂容積と上流からの流砂量に支配されていることが明らかとなった。このようなブールの堆砂状態を考慮することによって，従来の観測結果に表われる流量と流砂量の関係の出水毎の相違や一連の出水においても前半と後半で流砂の傾向が異なる事実を合理的に説明することができる。

第3.3節 階段状河道における掃流砂の流送機構

3.3.1. 階段状河床のモデル化

前節では階段状河床を輸送される土砂量が，流量，ブールの規模およびブールの堆砂量などに支配されていることを観測結果に基づいて明らかにした。ここでは，ブールにおける流砂機構を解明するために，現地観測によっては測定が困難なブール内部での流れの状態や砂礫の運動を実験によって明らかにしている。さらに，実験によって得られた水理条件および河床条件をもとに，ブールから流出する土砂量およびブールの堆砂量などを予測するモデルについて考察を行っている。

現地におけるブールとシュートは，その形状や規模が多様多様であるので，実験に際してブール・シュートのモデル化が必要である。ここでは，現地の調査などから土砂の貯留効果が最も大きいと考えられるブール・シュートの形状をモデル化している。その形状の特徴は，水流が通常の出水規模で自由落

下するもので、ブールが十分に発達していることである。そのようなブール・シュートの形状および規模はヒル谷本川における平均値として図3-16に示すような値が得られている。

また、ヒル谷出口で観測される通常の出水による流量は約40~425ℓ/secで、流出砂礫およびブールに堆積している砂礫の粒径は平均粒径が1.5~6.0mmの間で変動するが、それらの平均は約3mmとなっている。

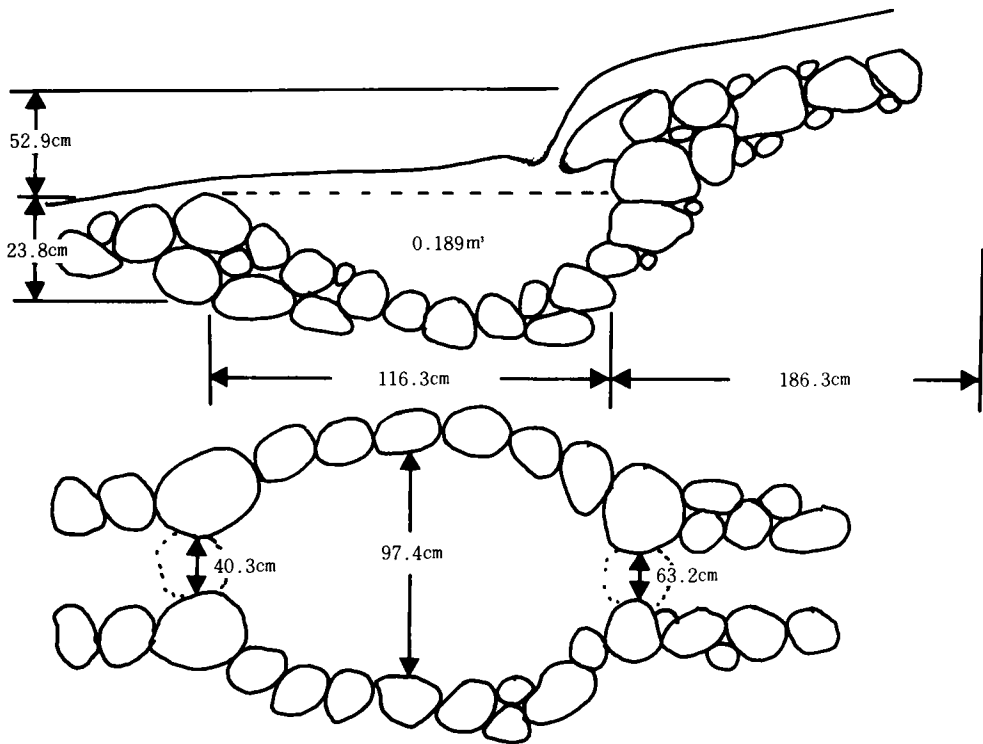


図3-16 ヒル谷本川のブール形状とその平均値

以上の水理条件および河床条件などを考慮し、ブールの形状や流れの状態などに関する実験条件を明らかにするために予備実験を行った。実験の規模は実験水路やポンプの能力などを考慮して、実物の $\frac{1}{3}$ の縮尺とした。

実験の水路に用いられた水路は図3-17に示すとおりで、ベニア板で作られている。このような模型水路においては、流量および河床材料に対してフルードの相似則が成り立ち、原形と模型との比は、

$$Q_p/Q_m = n^{\frac{5}{2}} \dots\dots\dots (3-1)$$

$$d_p/d_m = n \dots\dots\dots (3-2)$$

のように表わされる。ここに、 Q_p ：原形の流量、 Q_m ：模型の流量、 d_p ：原形の河床材料の粒径、 d_m ：模型の河床材料の粒径、 n ：模型水路の縮尺である。

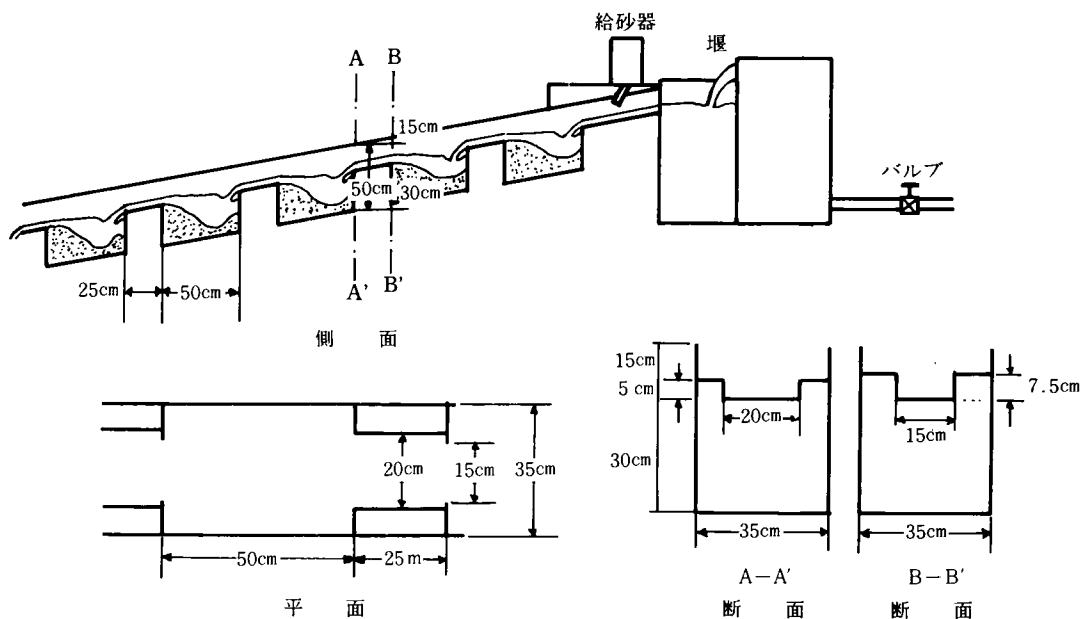


図 3-17 実験用水路（実験 C）

したがって、このようなフルードの相似則を考慮して実験における流量は $1 \sim 10 \text{ l/s}$ 、河床材料および給砂の粒径は約 1 mm とした。予備実験は最初プールに堆砂がない状態から開始され、流量 1.8 l/s 、給砂量 2.69 g/s の状態を約 1 時間継続し、その後給砂を止め約 2 時間後に流量を 3.7 l/s に増加させた。この間のプールの堆砂形状、砂の動きなどについて観察を行った。

その結果、砂の大半はプールの内に堆積し、プールの中に砂が十分に堆積するまではプールから砂は流出しないことが明らかとなった。さらに、プール内での現象の基本的な物理量としては、プールの形状を図 3-18 に示す二次元のモデルとして次のような要因に分けることができる。

(A) プールの形状要因

Z : プールの出口の底を基準とした水平線から河床面までの距離

L_p : プールの水平長

(B) 流水に関する要因

D_o, U_o, θ_o : 落水脈の水面突入時の厚さ、流速および水面に対する突入角度

h_p : プールの出口における水深

ν : 水の動粘性係数

(C) 砂礫の特性に関するもの

d_m : 砂礫の平均粒径

δ_o : 砂礫の粒径の標準偏差

σ : 砂礫の密度

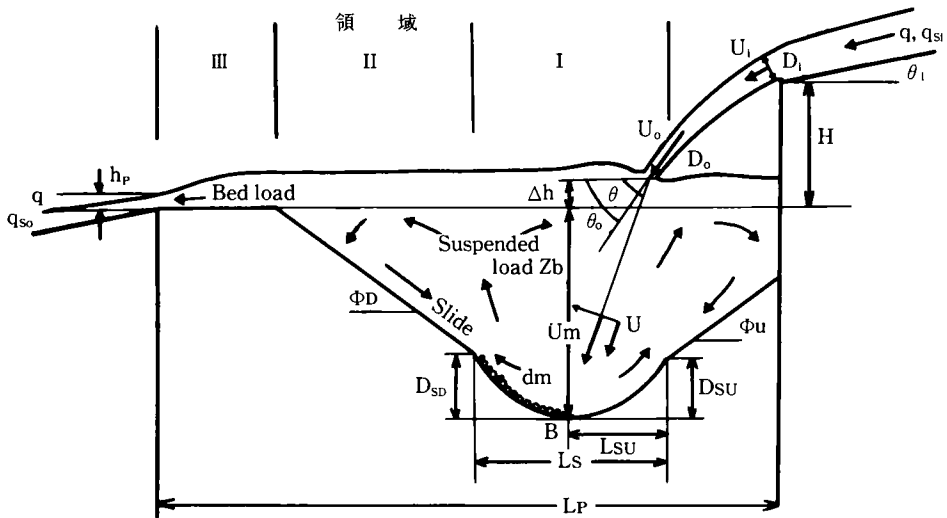


図 3-18 プール内の堆砂形状と砂れきの挙動

ρ : 水の密度

(D) そ の 他

x : 下流方向への水平な座標

t : 時 間

g : 重力加速度

以上の諸量によって、この現象を表わす方程式は、

$$f\left(\frac{Z}{dm}, \frac{x}{dm}, \frac{Uot}{dm}, \frac{Uo}{\sqrt{(o/\rho-1)gdm}}, \frac{UoDo}{\nu}, \frac{Do}{dm}, \theta_o, \frac{hP}{dm}, \frac{Lp}{dm}, \frac{o}{\rho}, \delta_o\right) = 0 \dots\dots\dots (3-3)$$

のように表わすことができる。

ここに、幾何学的な相似なプールと河床材料が与えられれば、 Z/dm , x/dm , hP/dm , Lp/dm , o/ρ , δ_o に関してモデルの相似性は保たれる。また、流れの相似性は、落下水脈についてシュート部でのフルード数と落差を相似にすれば、 Do/dm および θ_o の相似性は成り立ち、さらに、流体力と砂礫の抵抗力の比を示す $Uo/\sqrt{(o/\rho-1)gdm}$ も相似となる。しかし、この場合、レイノルズ数の相似性は成立しないが、岩垣ら³⁾によって、その影響は無視できるとされている。

したがって、このような模型水路において流砂の実験を行うことの妥当性が認められる。

3.3.2 実験の概要

前述した階段状河床における流砂機構を解明するために、A, B および C の 3 種類の実験が行われた。実験 A および B は、堆積過程および侵食過程における河床形状と流砂量の関係を明らかにするために、一様幅の移動床二次元水路において行われた。実験 C は連続するプールにおける砂礫の流出過程を明らかにする目的で、三次元水路で行われた。その他に実験 D として、プール内での流れの状態を明らかにするために、予備実験によって得られたプールの形状に基づいて作られた一様幅の固定床二次元水路に

おける実験が行われた。なお、いずれの実験においても水路の形状は前述した現地の河床形状をもとに幾何学的相似比を1/3とした。また、河床材料は、幾何学的縮尺に従って平均粒径1.06mm, $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 1.37$ の比較的一様な粒径分布をもつ珪砂4号が用いられた。実験Bのために水路の上部に自動給砂機が設置されている。

以上が実験の概要で、図3-17および図3-19に水路の形状を示している。また、実験条件は表3-1に示すとおりで、測定項目は流量、流砂量、河床形状および水面形で、図3-18に示した記号を用いて表わしている。なお、実験Cは予備実験の水路をそのまま使用している。

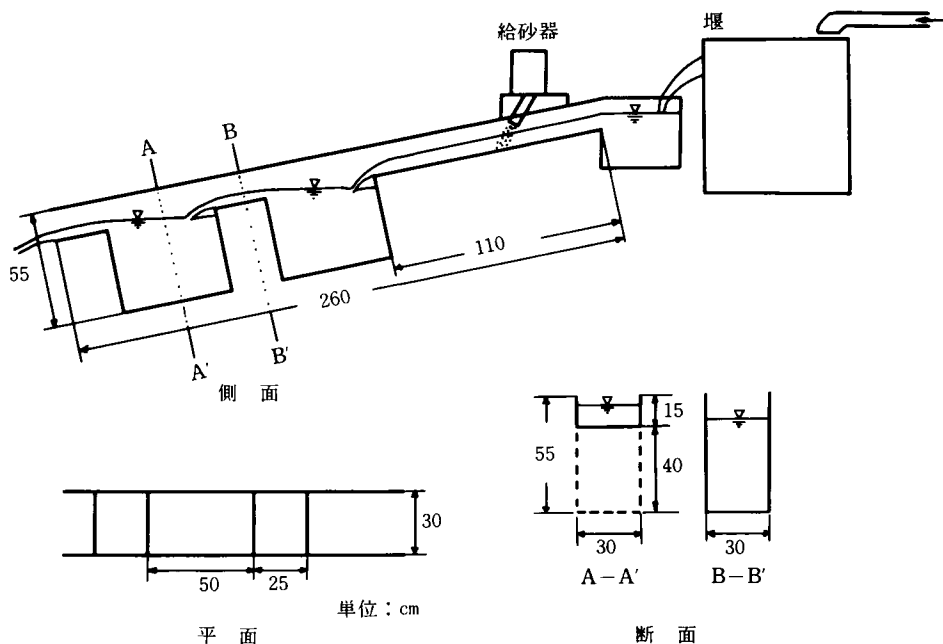


図3-19 実験用水路（実験A、B）

表3-1 実験条件

Case	q (cm^3/s)	q_{si} ($\text{g}/\text{s} \cdot \text{cm}$)	D_i (cm)	U_i (cm/s)	D_o (cm)	U_o (cm/s)	$\sin \theta_o$	$\sin \theta$	Δh (cm)	h_p (cm)
A-1	33	0	0.31	107	0.226	146	0.829	0.921	1.60	1.40
A-2	79	0	0.72	110	0.543	146	0.819	0.899	2.40	2.20
A-3	167	0	1.43	117	1.150	145	0.788	0.883	4.05	3.60
A-4	338	0	3.15	107	2.160	156	0.719	0.819	7.27	7.45
A-5	251	0	2.10	120	1.720	146	0.755	0.848	5.11	5.12
A-6	87	0	0.92	94.6	0.645	135	0.866	0.899	3.08	2.31
A-7	131	0	1.32	99.5	0.964	136	0.829	0.906	3.71	3.12
A-8	200	0	1.69	119	1.400	143	0.819	0.866	4.89	5.12
B-1	165	1.08	1.37	121	1.110	148	0.766	0.839	3.76	3.47
B-2	78	1.08	0.77	101	0.550	141	0.809	0.875	2.40	2.36
B-3	251	1.08	2.04	123	1.730	145	0.766	0.857	5.39	6.12
B-4	174	1.92	1.51	116	1.170	149	0.777	0.848	3.21	3.62
B-5	174	0.57	1.46	119	1.160	150	0.777	0.839	3.38	4.04
C	131	0	1.11	181	0.900	146	0.788	0.848	4.30	3.80

3.3.3. プール内の流速分布

プール内の流れの機構を明らかにするために、図3-20に示すように予備実験で得られた河床形状と同様の形状をブリキ板で作成し、ブリキ板の表面に他の実験にも使用している珪砂4号を密に一粒径の厚さでニス付けした河床を用いた。

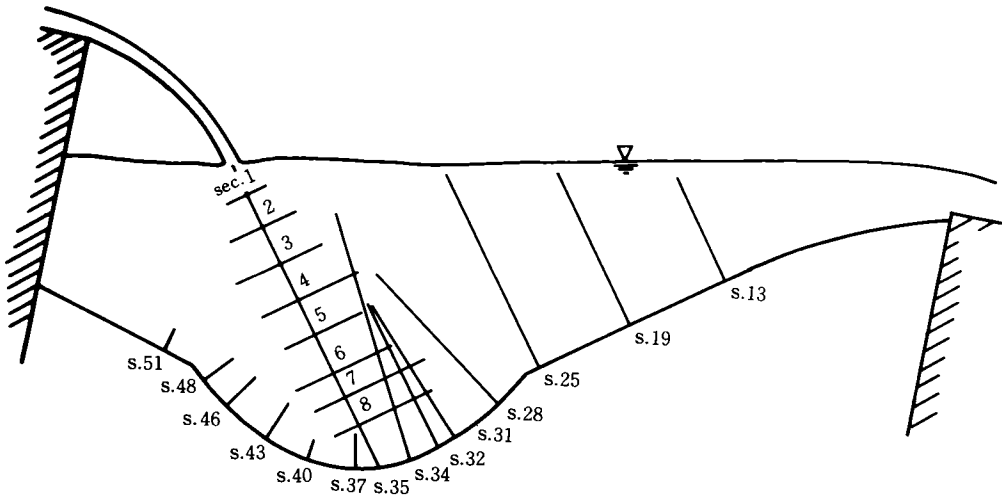


図3-20 プールの固定形状と流速分布測定断面の位置

流速の測定は買入流の中心軸に平行および河床に平行な成分について行っている。測定は主として5mmおよび3mmのプロペラ流速計を使用し、プロペラ流速計の使用が困難な底面付近の流速はピート管を用いて測定した。

買入水脈の中心軸に沿って発生する最大流速 U_m の特性をみるために、最大流速 U_m と水面からその地点までの流下距離 ξ との関係を、水面に買入したときの流速 U_0 および水脈の厚さ D_0 で無次元化して、図3-21のように示している。なお、このようなシュートからプールに落下する流れの現象は、より単純な場における噴流現象の変形されたものと考えられ、無限領域に拡散する自由噴流について求められたAlbertsonらの結果⁴⁾、および空気混入の影響を考慮した安芸の結果⁵⁾も参考のために図3-21に示している。この図からも明らかなように、測定値の U_m/U_0 はすべての場所で両者の理論値よりも小さく、また、水面買入後の短い距離で流速が減衰しているが、この点を除けば安芸の理論はこの現象を比較的良く説明しており、買入後の流速 U_m は、

$$U_m/U_0 = k(\xi b/D_0)^{-n} \dots\dots\dots (3-4)$$

のように表わすことができる。

次に、買入流の流れに対して垂直方向の流速分布の特性を、流速 U と買入流の中心軸からの距離 ζ の関係について、それぞれ最大流速 U_m および水面からの流下距離 ξ で無次元化して、図3-22に示している。なお、図中の番号は深さ方向の各地点を示し、買入流の δ は拡散の度合を表わしており、その値が大きいほど拡散が著しいことを示している。この図3-22から明らかなように、無限領域における噴

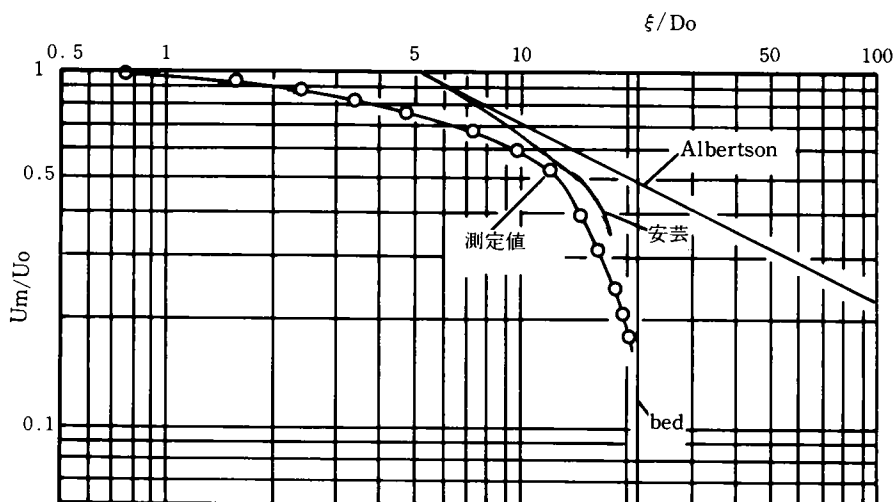


図 3-21 噴流の中心流速の逡減

流の拡散において成り立つとされている Görtler の流速分布型との相似性は、この実験において十分ではないが、このような理由として、底面および底面の形状の影響が考えられ、とくに、底面の洗掘孔の形状によって生じる回転流の作用が支配的なものと考えられる。

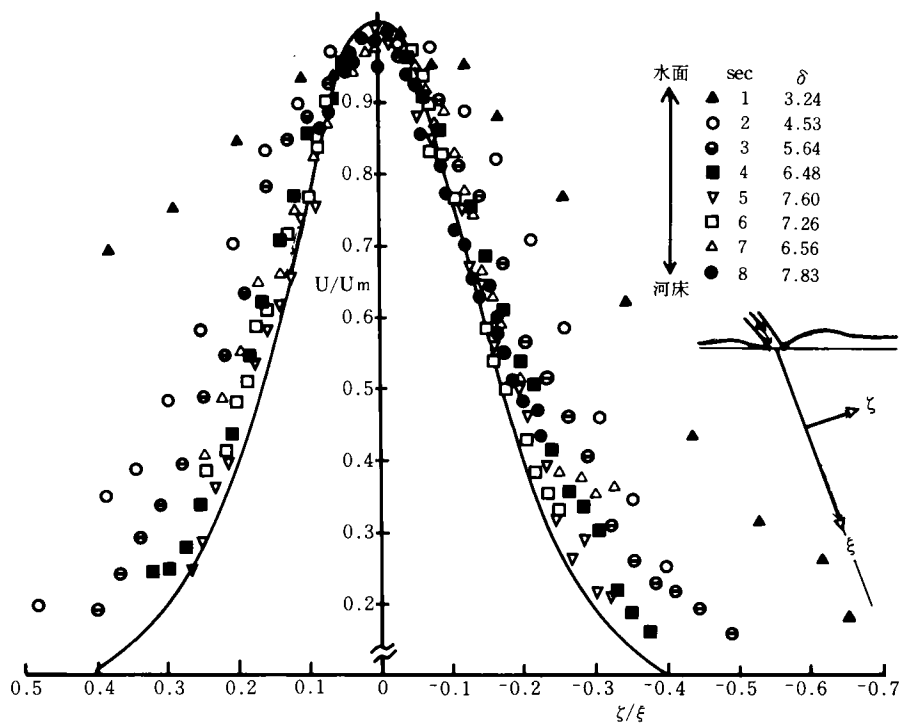


図 3-22 貫入流の中心軸に対して垂直な断面における流速分布と Görtler による分布型

一方、河床底面に垂直な断面における流速分布の特性をみると、洗掘孔の貫入流の衝突点より下流および洗掘孔下流の斜面において、それぞれ異なった流速分布を示すことが明らかとなった。図3-23および3-24はそれぞれの断面における流速分布を示している。洗掘孔内での流速分布は衝突点から離れるほど流速は大きく、さらに底面ほど流速が大きい傾向が認められ、衝突点から離れるほど最大流速を示す点が底面に近づく傾向がある。洗掘孔下流の斜面における流速分布は、図3-24に示されるように、底面付近の流速は流下するにつれて急激に減少し、最大流速を示す点が底面付近からやや上昇している。このように場所によって流速分布が異なるが、水面近傍の流速はほぼ同様の値を示している。

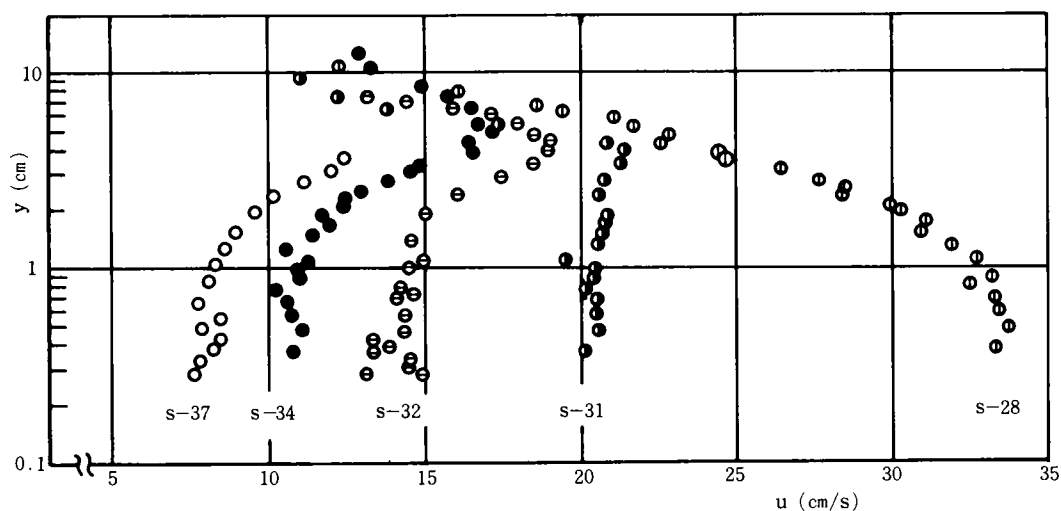


図3-23 洗掘孔の各地点における流速の垂直分布
(S-37は中心、S-28は洗掘孔の下流端)

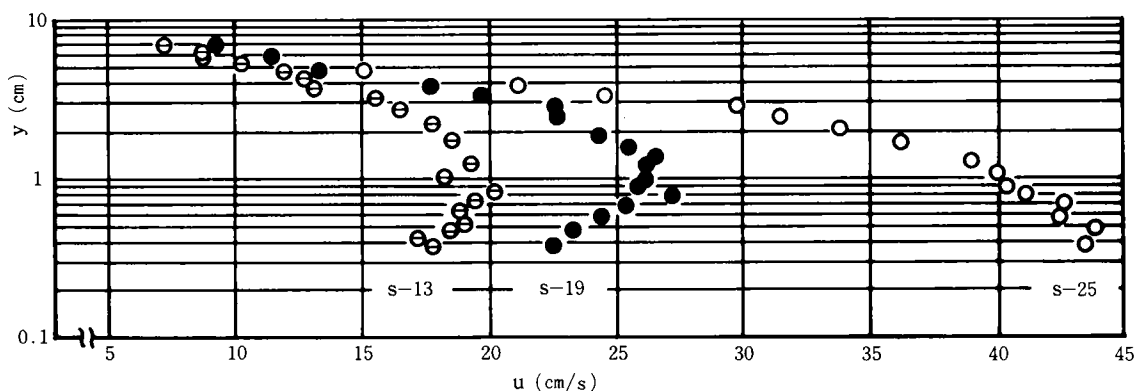


図3-24 洗掘孔の下流斜面の各地点における流速の垂直分布
(S-25は最上流、S-13は最下流端)

その他、プールの河床面に作用する流体力を明らかにするために、底面近傍の流速分布をピトー管を用いて測定している。その結果は図3-25に示すとおりで、個々の測点の u と y (底面からの距離)の値を用いて u_* の値を計算した。その値を用いて u/u_* の値を求めると6~8の値をとることが分った。

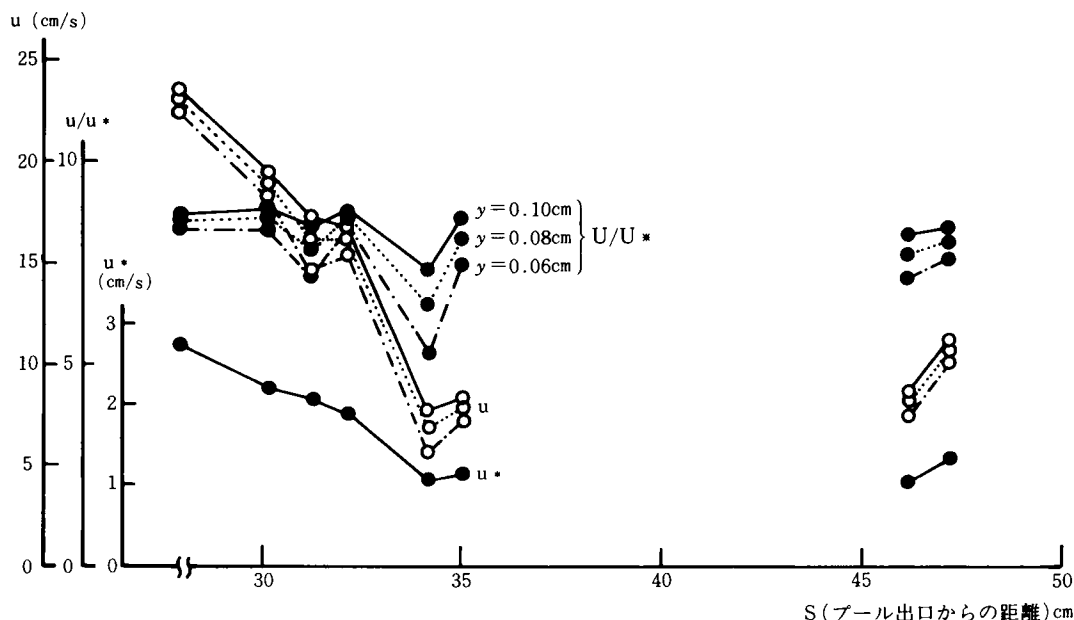


図 3-25 河床近傍の流速分布と抵抗

さらに、衝突点（35cm）からの距離が大きくなるとともに u^* の値が大きくなっていることも分かる。なお、ここでは測定値にばらつきが多く、したがって速度の勾配を読みとることが困難であり、測定域が完全粗面領域にあるものとしている。

以上のように、プール内における流れの構造は非常に複雑ではあるが、近似的には二次元噴流としてのとりあつかいが可能であり、プールへの貫入水脈の厚さ、貫入時点の流速および水脈が水面に突入してから底面に至るまでの距離から底面近傍における流速の予測が可能となった。

3.3.4 プール内での流砂の挙動と河床形状

前に述べたプール内の流水の挙動によって、プールの砂礫がどのような運動を行い、そしてどのような河床が形成されるかを、実験によって明らかにすることを試みた。実験は洗掘過程と堆積過程について行われた。実験条件などは前述したとおりである。これらの実験において観察された砂礫の運動形態として、図3-18に示したような3つの領域が認められた。

領域Ⅰは、落水水脈が河床面に衝突し、河床から砂礫を水中にまき上げる運動が顕著であって、プールの中で最も深い部分に相当している。領域Ⅱでは、河床からまき上げられた砂礫が浮流し、水面近くで下流方向の流れによって一部が領域Ⅲへと流出し、その残りのものは沈降して斜面を形成している。この斜面は砂礫の水中安息角に近く約 27° の傾斜角を有している。また、この斜面の下部は領域Ⅰに接しているため、落水水脈のまき上げによって侵食されて崩落を生じている。したがって、斜面表層の砂礫が安定を失って間欠的に滑落している。このようにして、領域Ⅱの斜面に沈降した砂礫が領域Ⅰにもどっている。領域Ⅲでは領域Ⅱから流出した砂礫が堆積・流送されて平坦な堆積面が形成されている。

なお、このような砂礫の運動に関する各領域はプールの容積が有限であるために、実際には十分に発

達しない場合もある。

プールにおける河床形状とプールから流出する土砂量の関係を明らかにするために、表3-1に示すような水理条件のもとに各種の実験が行われた。実験Aは侵食過程における河床形状の変化とプールから流出する土砂量の関係を明らかにするために行われた。侵食過程における河床形状の変化の一例は図3-26に示すと

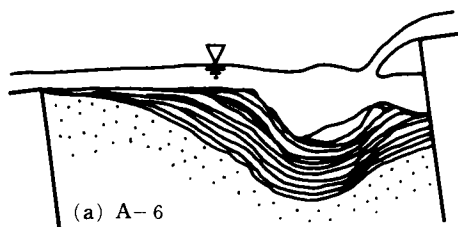


図3-26 プールの河床形状の変化

おりである。この図に示された形状は実験A-6におけるもので、初期の河床はプールの出口の高さで水平な堆積面を形成しているが、通水と同時に落下水脈によって洗掘孔が形成され、通水後の約30秒間は洗掘孔における侵食量が領域ⅡおよびⅢにおける輸送能力より大きく、領域Ⅱが十分発達せずに、この領域に砂礫の堆積が生じて元の堆積面より高くなっている。その後、領域Ⅰではその長さ L_s がほぼ一定で、深さ Z_b のみが増加し、通水後10分程度になると単位時間当りの Z_b の増加量も小さくなる。

一方、領域Ⅱでは侵食が盛んとなり、その範囲も大きく発達する。領域Ⅲは領域Ⅱの拡大にともないその範囲は小さくなり、堆積面は元の河床面より下に形成されるようになる。以上のように、ある一定の流量のもとで領域Ⅰ、ⅡおよびⅢの相互の大きさの比率は変化するが、領域Ⅰおよび領域Ⅱの河床面の低下は一行にわたっている。さらに、洗掘深 Z_b の時間的変化が、洗掘深を粒径で無次元化した Z_b/d_m と時間の無次元量 Uot/dm の関係を示す図3-27において、通水後初期の段階を除いて時間の n 乗に比例して増加している。

次に河床形状が相似性を保って変化しているかを、洗掘孔の長さ L_s および洗掘孔の深さ Z_b についてみると、図3-28に示すように、 L_s/d_m は Z_b/d_m に比例して増加し、その傾向はほぼ一致している。

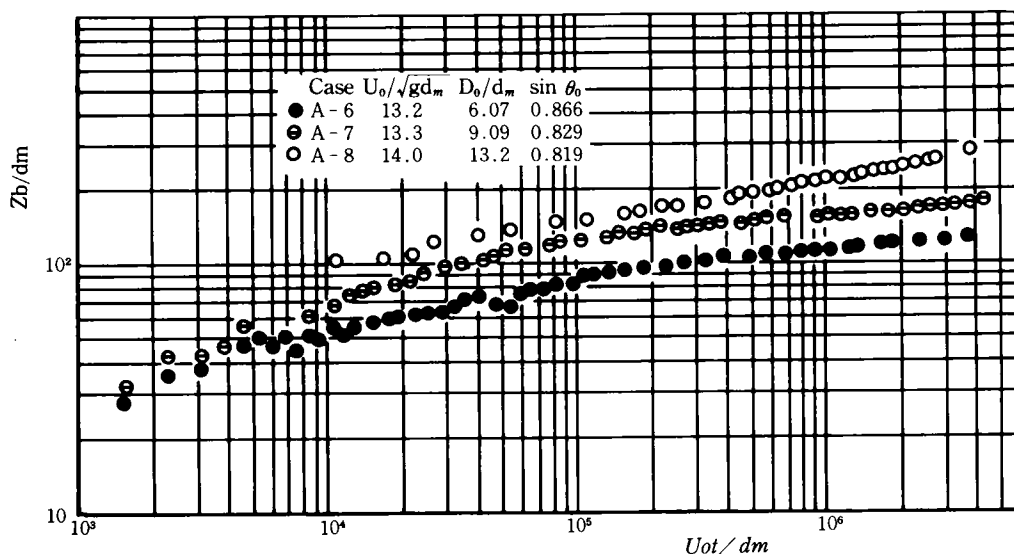


図3-27 洗掘深の時間的変化

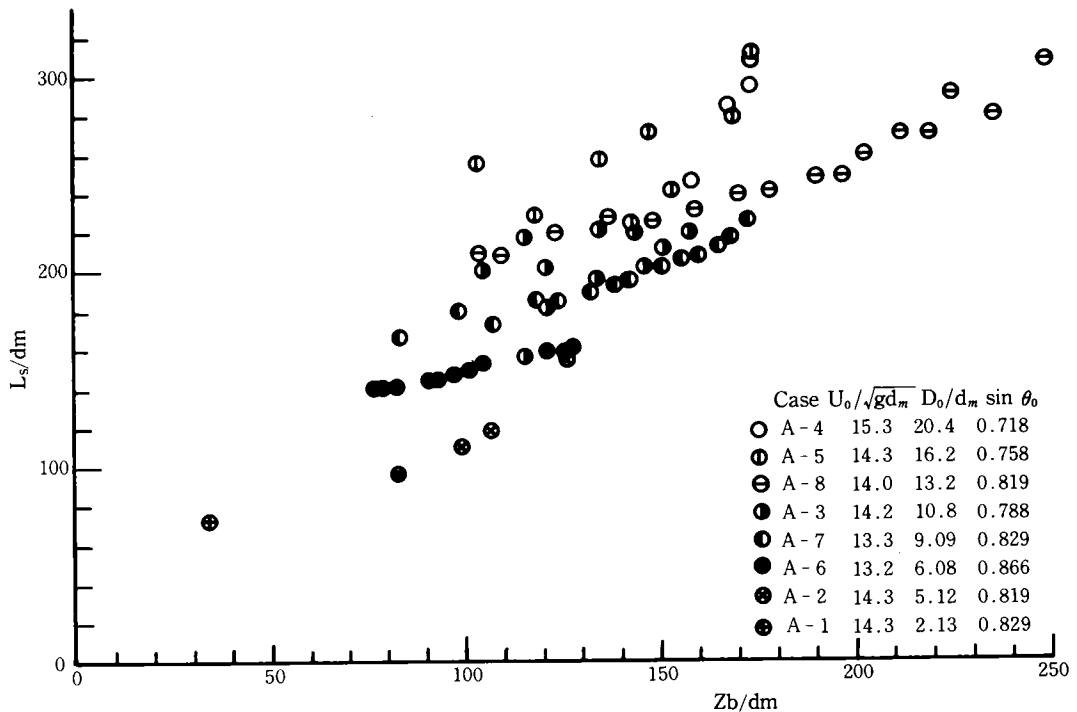


図 3-28 洗掘孔長と洗掘深の変化

しかし、各実験における L_s/dm と Zb/dm の関係は、同一の Zb/dm に対して異なった L_s/dm の値を示している。この点に関して U_o/\sqrt{gdm} および $\sin \theta_o$ の値が実験ごとにあまり変化していないことから、 D_o/dm による影響を考察してみよう。いま、落下水脈の水面突入時の厚さ D_o と洗掘孔の長さ L_s の関係を検討するにあたって、水面を仮想原点とし、そこでの仮想洗掘孔の長さを図 3-29 に示すように $L_{s'}$ とすれば、図 3-28 における L_s/dm と Zb/dm の関係を水面 ($Zb/dm = -\Delta h/dm$) まで延長することによって、 $L_{s'}/dm$ を求めることができる。この $L_{s'}/dm$ と D_o/dm の関係は図 3-30 に示すように、

$$L_{s'}/dm = 50 + 7.52 D_o/dm \quad (3-5)$$

の関係が認められる。さらに、突入後の L_s/dm は図 3-28 に示されるように洗掘深に比例して増加するが、図 3-28 からその割合として 0.421 を得る。したがって、河床に形成される洗掘孔の長さ L_s は、落下水脈の水面突入時の厚さ D_o 、洗掘深 Zb および水深 Δh を用いて、

$$\frac{L_s}{dm} = 50 + 7.52 \frac{D_o}{dm} + 0.421 \left(\frac{Zb + \Delta h}{dm} \right) \quad (3-6)$$

のように表わすことができ、洗掘孔の規模が落下水脈の厚さ D_o に支配されていることが分かる。また、

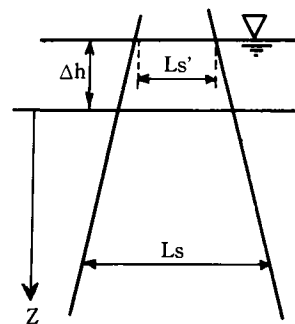


図 3-29 仮想洗掘孔の長さ ($L_{s'}$)

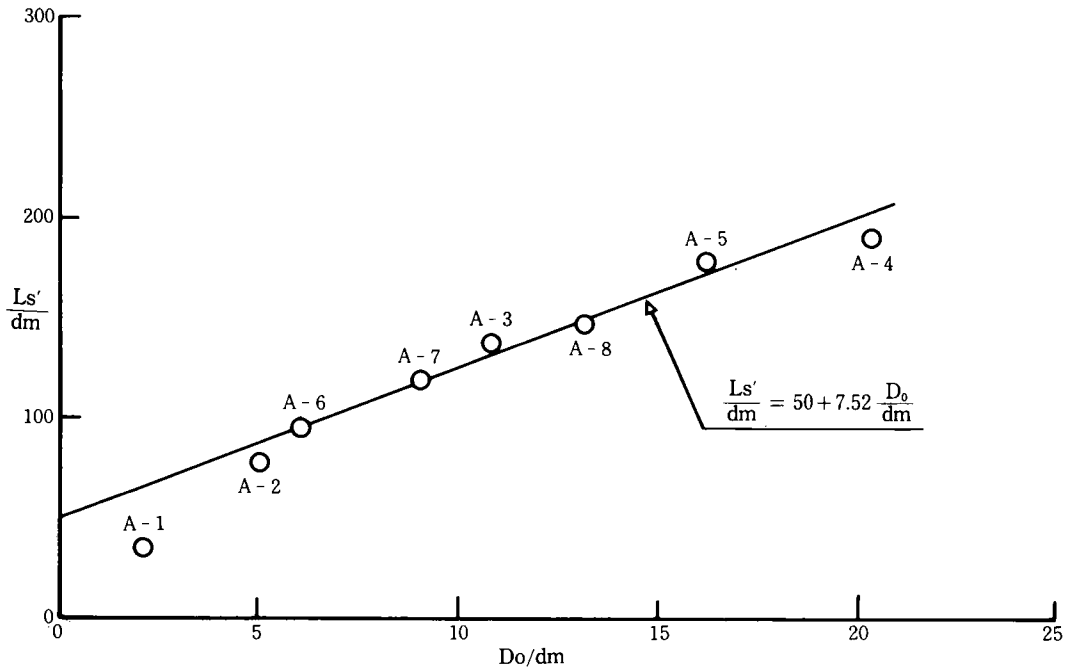


図 3-30 水面における仮定の洗掘長と落下水脈の関係

その他の河床形状について、 $Lsu/Ls = 0.47$ 、 $Dsu/Ls = Dsd/Ls = 0.293$ 、 $\phi_u = 27.0^\circ$ 、 $\phi_D = 26.8^\circ$ の関係が得られた。

3.3.5. プールからの流出土砂量

プールからの単位幅当りの流砂量 q_{so} が河床底面 B における流速 U_b に支配されるものとするば、

$$\frac{q_{so}}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd_m^3}} = f\left(\frac{U_b^2}{(\sigma/\rho-1)gd_m}\right) \dots\dots\dots (3-7)$$

の形で流砂量 q_{so} を表わすことができる。

また、潜り噴流の流速減衰の関係から、 U_b と U_o の間には次のような関係が成立するものと考えられる。

$$U_b = \kappa U_o / \sqrt{\xi b / D_o} \dots\dots\dots (3-8)$$

なお、ここに、 $\xi b = (Zb + \Delta h) / \sin \theta$ 、 κ : 定数とする。

そこで、式(3-8)を式(3-7)に代入して、実験値により関数形を求めると、図 3-31 に示すとおりとなり、次式のように表わすことができる。

$$\frac{q_{so}}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd_m^3}} = 2.015 \times 10^{-6} \times \left\{ \frac{U_o^2}{(\sigma/\rho-1)gd_m} \cdot \frac{D_o \sin \theta}{(Zb + \Delta h)} \right\}^{6.62} \dots\dots\dots (3-9)$$

$$\text{ただし、} 2.5 < \frac{U_o^2}{(\sigma/\rho-1)gd_m} \cdot \frac{D_o \sin \theta}{(Zb + \Delta h)} < 10, \frac{\sqrt{gd_m^3}}{\nu} = 87.12$$

また、堆積過程についても図 3-31 に同様の関係が示されているが、その関係は式(3-9)から大き

くずれている。これは堆砂形状が洗掘過程と堆砂過程で若干異なることによるもので、堆積が進行して堆砂形状が洗掘過程のそれと等しくなると式(3-9)に近づくようになる。

したがって、式(3-7)および式(3-8)によって、プールからの流砂量 q_{so} は水理条件 $U_0, D_0, \Delta h$ および河床条件 Zb, dm などが求まれば、式(3-9)を用いて計算によって求めることができる。

第3.4節 ステップ・プールからなる河道における砂礫の流送過程

3.4.1. 砂礫の流送過程のモデル

ステップ・プールが連続する河道における砂礫の流送過程は、前節において述べているように、プールの特性によって支配され、プールは土砂流送および貯留場として重要な役割を演じている。とくに、プールの堆砂量は、砂礫の供給源として、あるいはプールの深さ Zb の大きさを規定するものとして重要な意味をもっている。さらに、単位幅

当りのプールの堆砂量 Vb はプールの容積 V からプールの未堆砂容積 V_w を差し引いたもの($V - V_w$)として表わされるが、実験Aにおいてプールの深さ Zb と未堆砂容積 V_w の間には、図3-32に示すよ

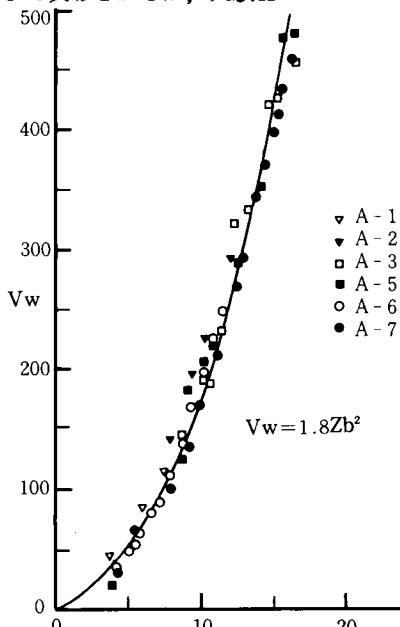


図3-32 プールの深さ(Zb)と未堆砂容積(V_w)の関係

うに、 $V_w = aZb^2$ (a : 定数)の関係が認められる。したがって、式(3-9)との関係から、与えられた河道条件と砂礫の特性に対してプールからの流砂量 Q_{so} は、流量 Q と未堆砂容積 V_w の関数として、式(3-10)のような形で表わすことができる。

$$Q_{so} = f(Q, V_w) \quad (3-10)$$

また、連続するプールにおける砂礫の流出過程は、図3-33に示すとおりで、 i 時刻における j 番目のプールの未堆砂容積 $V_{wi,j}$ およびプールからの流砂量 $Q_{soi,j}$ に関して、式(3-11)および式(3-12)が得られる。

$$Q_{soi,j} = f(Q_{i,j}, V_{wi,j}) \quad (3-11)$$

$$V_{wi+1,j} = V_{wi,j} - \frac{1}{1-\lambda} (Q_{soi,j-1} - Q_{soi,j}) \Delta t \quad (3-12)$$

したがって、河道プールからの流砂量 Q_{so} は、初期条件としての V_w の値と流量 Q および砂礫の粒径が与えられ

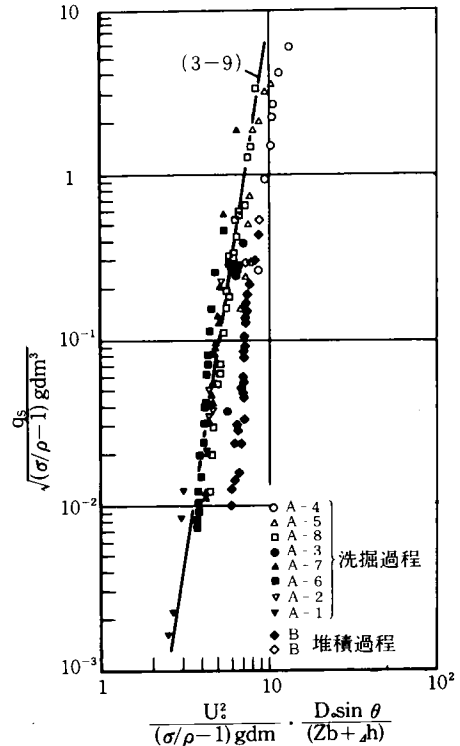


図3-31 プールからの流砂量と流量の関係

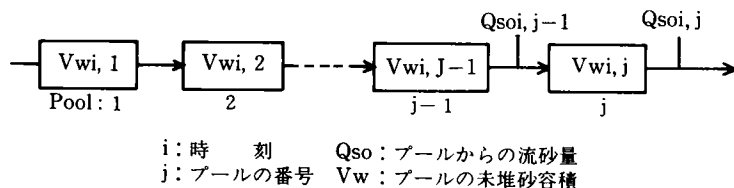


図 3-33 連続するプールにおける流砂モデル

れば、式(3-10)、(3-11)および(3-12)によって求められ、さらに、それらのくり返し計算によって流砂量の時間的変化の追跡が可能となり、上流のプールから下流のプールへと順を追って計算することによって、連続するプールからの砂礫の流出過程を明らかにすることができる。

3.4.2 実河川へのモデル適用

実河川における流出土砂量を式(3-9)によって予測するためには、落水水脈がプール水面に突入する時の流速 U_o 、水脈の厚さ D_o および突入角 θ_o 、砂礫の粒径 d_m 、プールの深さ Z_b 、および水深 h などの値が必要である。しかし、実河川において、 U_o 、 D_o 、 θ_o 、 Z_b および h の値を測定することは非常に困難である。そこで、これらの諸量を流量やプールの空容積などのような測定しやすい量の関数として表わすことが必要である。ところで、単位幅流量 q 、水深 h および流速 U に関する式(3-13)および流速 U に関する式(3-14)、

$$q = U \cdot h \quad \text{-----} (3-13)$$

$$U = \sqrt{\frac{8}{f}} U_* \quad \text{-----} (3-14)$$

を用いて、プールにおける単位幅流量 q と h との関係は、

$$h = \left(\frac{f \cdot q^2}{8gI} \right)^{\frac{1}{3}} \quad \text{-----} (3-15)$$

のように表わすことができる。ここに、 f : 抵抗係数、 I : 水面勾配、 g : 重力加速度とする。

また、 h と D_o の間には、実験によって図3-34に示すような関係が認められ、式(3-16)のように表わすことができる。

$$D_o = 0.3 h \quad \text{-----} (3-16)$$

さらに、実験結果から、 $Z_b = 0.745 \sqrt{V_w}$ および $\sin \theta = 0.8$ が得られ、結局、式(3-9)は単位幅流量 q 、プールの未堆砂容積 V_w および砂礫の粒径 d_m のみで表わすことができる。そこで、シュート部における抵抗係数 f および水面勾配 I を実験結果を参考として、それぞれ $I = 0.05$ 、 $f = 0.2$ とすると、式(3-9)は式(3-17)のような実用式に表わすことができる。

$$q_{so} = 2.015 \times 10^{-6} \times \sqrt{(g/\rho - 1)gd_m} \left\{ \frac{q^{\frac{4}{3}}}{(g/\rho - 1)gd_m(0.745\sqrt{V_w} + 0.08q^{\frac{2}{3}})} \right\}^{0.62} \quad \text{-----} (3-17)$$

なお、本式は、ここで用いているステップ・プール形状に対するもので、一般式ではなく、河道条件が変化すると係数などが変わることが予想される。

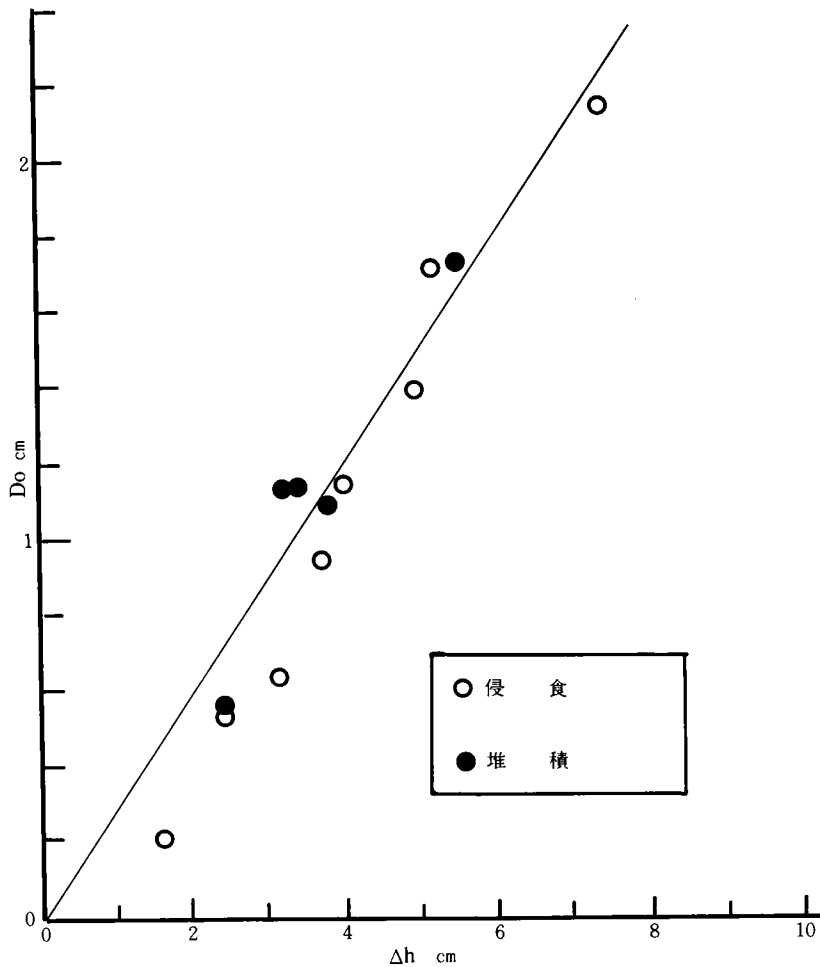


図 3-34 Δh と D_0 の関係

しかし、ステップ・プール上の流砂量が (3-10) 式のような関数形で与えられることが明らかにされた。計算の条件としては、プールのアーマコートが露出した時点で、プールの侵食による流砂量を 0 とし、上流のプールからの流砂量のみが、プールの流砂能力に応じて流出するものとする。さらに、プールでの堆砂が進行して、未堆砂容積が 0 とならないものとする。

3.4.3. ヒル谷本川河道へのモデル適用例

上記の流砂モデルによって、流砂量の予測を行うためには、河道の各地点ごとの流量、プールの容積および堆砂量、上流からの流砂量、砂礫の粒径などの資料が必要となる。しかし、観測・調査による資料が比較的多く得られているヒル谷本川においても、これらの諸量について十分ではなく、また、そのような資料を得ることは困難であって、ここでは従来の観測・調査資料を総合して不足する資料を補足し、モデルの適用性を検討する。

まず最初に、前述した 1974 年 7 月の出水にともなう土砂流出について、ヒル谷本川出口において観測された流砂量の時間的変動を検討する。流砂量の計算に用いる流量は本川の下流端ではヒル谷出口で観

測されたものであるが、上流から下流へと本川に沿って流量が増加しているので、従来の観測結果を参考として本川に沿って一定の割合で増加させている。ブールは大きなものから40だけを選んでいるが、流下方向への配列順は変えていない。堆砂量は上記のブールについてだけ調査によって得られた値を与えている。一方、小さいブールには堆砂量が少なく、ここではその量が無視できるものとしている。さらに、上流の支川からの流砂量に関する観測資料が不十分なので、ヒル谷支川出口における総流砂量（ヒル谷出口における流砂の岩種およびブールの堆砂量から求められる）を、図3-35に示すように、ヒル谷出口における流出の直接流出成分の割合で時間配分して与えている。砂れきの粒径は平均粒径0.3 cmとしている。

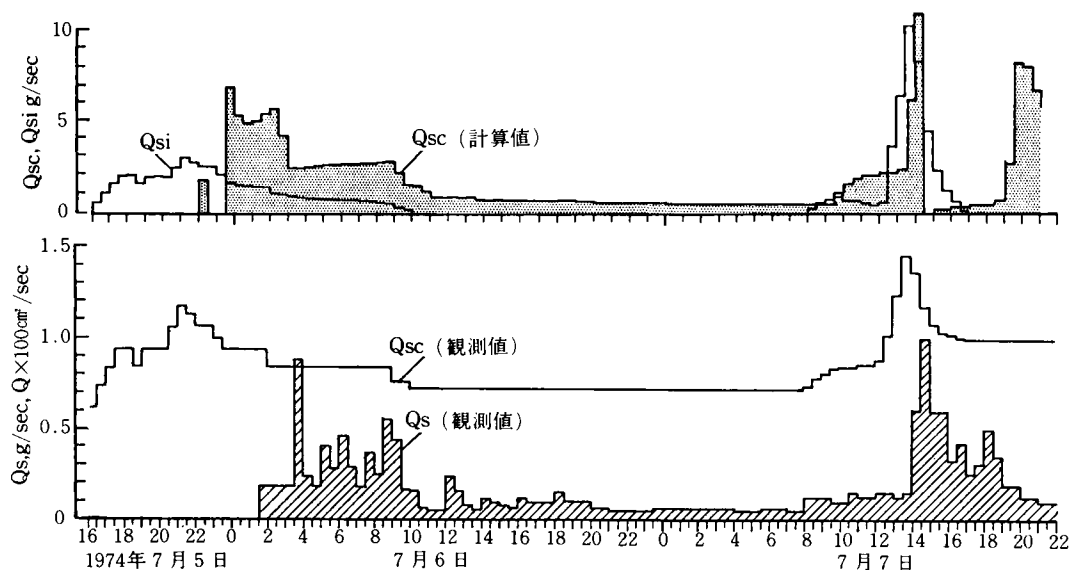


図3-35 観測結果と計算結果の比較

以上のような計算条件に基づいて、比較的観測資料がそろっている1974年7月の観測成果を用いて、ヒル谷本川における流砂量の計算を行った。その結果、ヒル谷出口での流砂量の時間的変動に関して、図3-35に示すような値が得られた、図中の Q_{si} は支川から本川への流砂量、 Q_{sc} は計算による本川出口の流砂量、 Q_s は観測された流砂量、 Q は本川出口で観測された流量である。また、それと同時に各ブールの堆砂量の変動も求められ、それは図3-36に示すように追跡された。

図3-35において、計算値 Q_{sc} と観測値 Q_s を比較すると、砂れきの到達は初期の出水において計算値の方が2時間程度早くなっているが、流量ピークに対する遅れが十分に認められ、観測結果の傾向とよく一致している。また、流砂量も観測値に近い値を示している。さらに、後期の流量ピークに対しても流砂量や流砂の傾向が一致しており、上記の流送過程モデルや計算条件がほぼ妥当なものであると考える。

一方、図3-36において、各ブールの堆砂量の時間的変化をみると、上流のブールから順に砂れきが

ブールを埋めながら下流へ流送されていく状態が分かる。なお、図中の V はブールの容積、 V_b はブールの堆砂量である。

また、このような砂れきの流出過程において、大きなブールの空容積が流出土砂量を支配していることも分かる。図3-36において、5日の17時30分の堆砂状態をみると、流量が小さいために、No.14の大きなブールに入った砂れきは、ブールから流出することなく堆積のみが進行している。5日の23時45分になると、流量が多くなったためにNo.14に堆積した砂れきが再び流出を開始し、下流に連続する小さなブールを埋めながら流送され、下流部では流量が増加するためにNo.37の大きなブールにおいても一部の砂れきが堆積するだけで、上流からの砂れきの大部分はブールからの流出をくり返し、ヒル谷出口に達している。6日の10時より支川からの給砂がなくなるために、No.14およびNo.37のブールを除く小さなブールには堆砂がなくなり、流量が減少したこと

によって、16時の時点では大きなブールの輸送能力が低下し、No.14およびNo.37のブール堆砂量が増加している。その後、7日の21時30分になると、流量の増加によって再びブールの堆砂が侵食され、下流へ流出するためにブールの堆砂量が減少している。

以上の計算結果は、前述した流砂量解析モデルによって観測された流砂現象が十分説明できることを示しており、このモデルが山地河道における流砂量解析モデルとして、ほぼ妥当なものであることが明らかとなった。

第3.5節 土砂流出の予測

山地流域からの土砂流出現象を予測するためには、前述したように、図3-37のような土砂生産・輸

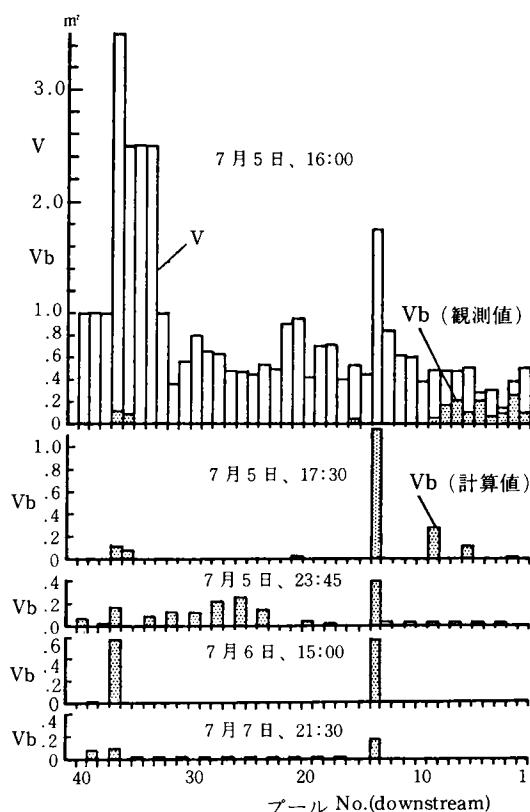


図3-36 河床堆砂量の時間的変化

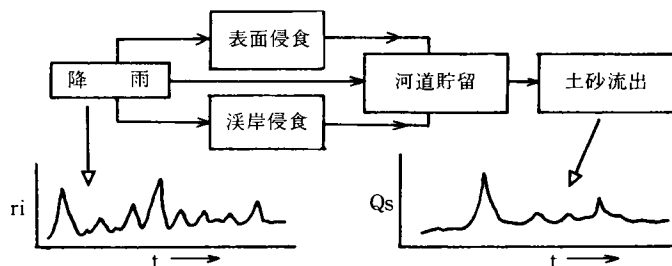


図3-37 土砂流出のシステム

送・貯留からなるシステムとしてとらえることが必要である。したがって、土砂流出量などを予測しようとする場合、対象流域について、このようなシステムの内部構造を明らかにしなければならない。しかし、一般の流域において、これらを明らかにすることは非常に困難であり、降雨量や流量と年間流出土砂量の関係を流域固有の経験法則として、土砂流出量を見積っている場合が多い。そこで、ヒル谷流域について、約10年間の土砂流出量を年単位で整理して、このような関係をみると、その値は1～400 m^3 の間で大きく変動しているのが分かる。このような土砂流出量の経年変動を支配する外力として、降雨など種々のものが考えられる。ここでは、土砂生産を考慮せず河道における輸送を対象として、流量と流出土砂量について検討してみよう。

図3-38は年間最大流量(l/s)と年間流出土砂量($m^3/年$)の関係を示したものである。この図において、流量と流砂量の関係をみると、かなりのばらつきが認められる。しかし、流出の原因を融雪と降雨に分け、降雨による出水のみについてみれば、比較的良い相関が認められる。融雪出水において相関が認められない理由としては、融雪出水が本川においてピークを示す時点では支川の流量は少なく、支川

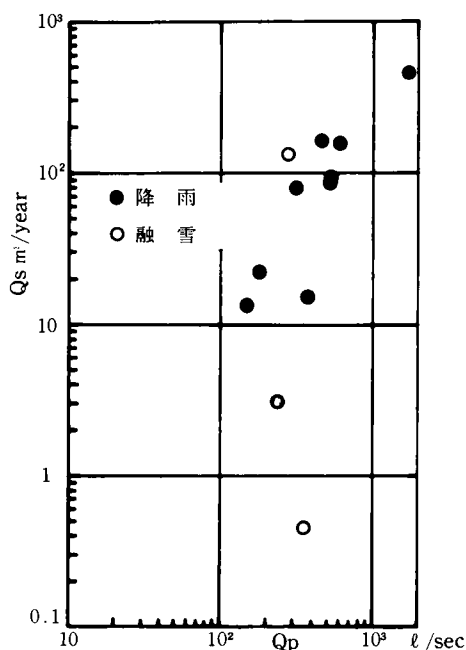


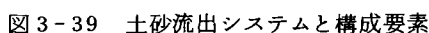
図3-38 年間流出土砂量(Q_s)と
年最大流量(Q_p)の関係

からの流砂がないために本川の河床のブルーに堆砂があるかどうかで本川における流砂の発生が支配されるものとする。このように出水の形態やハイドログラフのパターンが類似している場合に上記のような関係が成り立つと考える。

以上のように、降雨出水および特定の地域に限定すれば、年最大流量と年間流出土砂量の関係は経験的に求めることができる。しかし、これは年最大流量を発生したハイドログラフの形が類似していること、および河床に十分砂礫が堆積していることが重要な条件である。このような流域固有の経験法則によって土砂流出量を見積ることは実用的で簡単な方法であるが、このような経験法則を各流域について得るためには多くの経費と時間を要すること、特定流域固有の経験法則を他の流域に対して適用するための流域特性の評価法が現在のところ確立されていないので、実際には問題点が多い。

一方、土砂流出をシステムとしてとらえ、システムを構成する各要素を明らかにすることによって、土砂流出現象の予測法を確立することが必要である。このような研究の一環として、前述したようなブルー内の土砂貯留などを考慮した流砂機構の検討を行ってきた。

ところで、土砂流出は図3-39に示すように、外力として作用する降雨、凍結・融解、表流水などによって土砂生産が発生し、生産された土砂の輸送と貯留が表流水と場の条件に支配されるシステムとして表わすことができる。このようなシステムでは、生産された土砂量は河道貯留量の変化を経て流出土砂



ここでは、長期の現地観測結果に基づいて、降雨時系列を出水時系列に置き換えて土砂流出システムの時系列的な解析を行っている。

$$\int Q_s dt = \Sigma \left\{ \begin{array}{l} \int Q_{s1}(Gp) dt = \int Q_{s1}(Gp) dt + \int Q_{s2}(Gp) dt + \int Q_{s3}(Gp) dt \\ \int Q_s(An) dt = \int Q_{s1}(An) dt + \int Q_{s2}(An) dt + \int Q_{s3}(An) dt \\ \int Q_s(Rp) dt = \int Q_{s1}(Rp) dt + \int Q_{s2}(Rp) dt + \int Q_{s3}(Rp) dt \\ \int Q_s(Pa) dt = \int Q_{s1}(Pa) dt + \int Q_{s2}(Pa) dt + \int Q_{s3}(Pa) dt \end{array} \right. \dots\dots\dots (3-18)$$

ついで、河道における土砂輸送についてみると、それは図 3-40 のように表わすことができる。この図において、 Q_{si} は上流からの流入流砂量、 Q_{sc} は河道における流砂能力、 Q_{so} は下流へ流出する土砂

量、 Q_{se1} は河道侵食量、 Q_{se2} は溪岸侵食量、 Q_{s1} 、 Q_{s2} は河道侵食、溪岸侵食がない場合の流砂量、 Q_{s3} は河道侵食がある場合の流砂量、 Q_{s4} は河道侵食、溪岸侵食がある場合の流砂量を示している。
 また、ヒル谷流域の河道システムは、図 3-41 に示すように、土砂生産のある支川（約 400 m）とステップ・プールのある本川（約 700 m）からなっている。このような河道システムにおける土砂流出の過程を明らかにするために、次のような観測・調査が行われている。

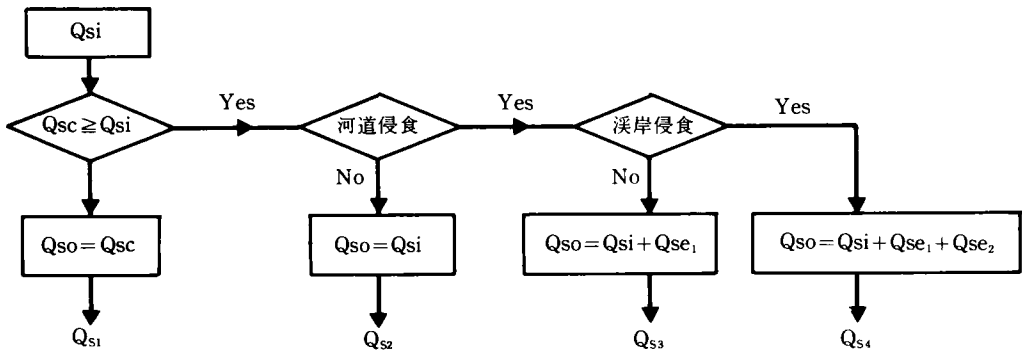


図 3-40 河道における土砂流出機構

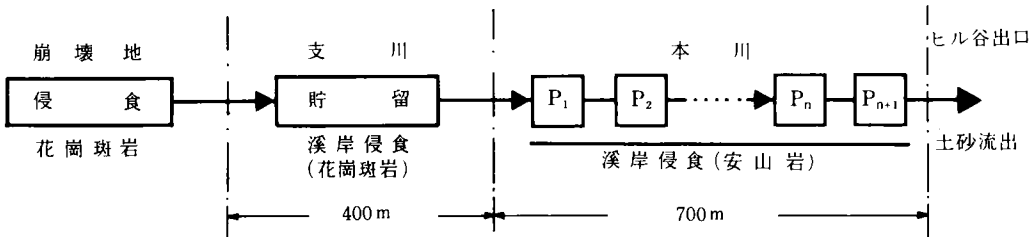


図 3-41 ヒル谷流域の河道モデル

- ① ヒル谷出口の流出土砂量の経年変化の測定
 - ② 流出土砂の粒径分布、岩種分布から全流出土砂量を支川からの流出土砂量（花崗斑岩）と本川の河床・溪岸侵食量（安山岩・古生層）とに分離している。
 - ③ プール内の土砂の増減は毎年春と秋の調査によって求められている。プール内の堆砂量は各プール内の堆砂面積と堆砂の中に押し込むことができる測定棒の長さから求められている。
- 一方、溪岸侵食による流砂量の算定に用いた式は、芦田・江頭（1981）によって導かれた次式である。

$$q_s = \begin{cases} 0 & , (h \leq hc) \\ \frac{h-hc}{h} N_1 (\tau_{*s} - \tau_{*c}) U_{*sdm} & , (h > hc) \end{cases} \dots\dots\dots (3-19)$$

ここに、 h ：河道水深、 hc ：アーマ・コートの破壊水深、 N_1 ：係数、 dm ：平均粒径、 τ_{*s} および U_{*s} は、それぞれ側岸近傍の無次元掃流力および摩擦速度である。

なお、流砂量の計算に用いられた流量はヒル谷出口とヒル谷中流の観測値をもとに、図 2-25 に示される流量分布を参考に見積られている。

ヒル谷支川における土砂流出は、河道の侵食と崩壊裸地からの砂礫の流出が主となっており、平均粒径が 2～5 mm であることから河床にアーマ・コートの形成はなく、流量が 2 L/s を超えると流砂が発生している。一方、本川の河道を形成する安山岩の砂れきの流出は、階段状の河道を形成する礫の移動がほとんど認められないことから、前期洪水の流量を超える流量が発生した際に、側岸部のアーマ・コートが破壊されて発生するものと考ええる。なお、このような側岸の侵食の発生区間長は全河道の一部に限定されている。

以上のような観測および調査によって得られた流量や表 3-2 に示す河床条件などに基づいて支川および本川の側岸侵食量を計算する場合、単位河道長当りの侵食量は容易に求めることができるが、側岸侵食が発生する区間長を正しく見積ることは困難である。

表 3-3 に示すような侵食量を得るためには、支川の河道長の約 400 m に対して 15～70 % の側岸侵食区間長が必要となり、本川の河道長の約 700 m に対して 30～60 % の側岸侵食区間長が必要となる。このような側岸侵食区間長は河道調査などの結果を

表 3-2 流砂量の計算に用いた各種の値

	支 川	本 川
N ₁ , (3-19)式	0.01	0.01
I	0.05	0.05
dm	0.5 cm	7.0 cm
τ^*c	0.04	0.04
f	0.02	0.02

表 3-3 ヒル谷流域の土砂収支

	支川出口の流出土砂量 (m ³)	本川プールの堆砂量 (m ³)	本川溪岸の侵食量 (m ³)	本川出口の流砂量 (m ³)
1971	89	—	58	147
1972	66 L=278 m	—	42 L=200 m	106
1973	0	23→21 (流出 2)	1	3
1974	78 L=194 m	21→10→3 (流出 19)	26 L=400 m	123
1975	73 L=79 m	3→19→0 (流出 19)	75 L=300 m	151
1976	18 L=124 m	—	4	22
1977	4 L=51 m	0→4	1	1
1978	42 L=85 m	4→3→0 (流出 4)	45 L=200 m	91
1979	111 L=149 m	0→2→0 (流出 2)	339 L=300 m	450
1980	19 L=184 m	0→6→2 (流出 4)	55 L=200 m	74
1981	10 L=58 m	2→1→1 (流出 1)	5	16
1982	13 L=245 m	1→5 (流出 4)	3	12

(L: 溪岸侵食区間長の計算値, 本川プールの堆砂量の調査は春と秋に行っている)
ば満足するものであるが、これがどのような条件によって決定されるのかを明らかにすることは今後の重要な課題である。

以上、ヒル谷流域における長期の観測結果に基づいて土砂収支を検討した結果、流出土砂量は流域の河道条件、流量などを正しく見積ることができれば、従来の流砂量式を用いて計算することが可能であることを明らかにした。また、土砂流出に関しては、外力としての降雨の特性が支配的であることから、降雨とその流出特性を明らかにすることができれば、前述したような貯留機構を有する単純な土砂流出システムによって、任意のインプット（降雨時系列）に対するアウトプット（流出土砂量の時系列）が求められるものとする。

したがって、土砂流出の予測は、確率論的手法によって降雨時系列を決定し、それを外力として土砂生産→輸送→堆積の土砂流出システムに導入することによって可能になるものとする。

第 3.6 節 結 語

本章は山地河川に発達する階段状河道が流砂現象に深く関係していることを明らかにするとともに、ステップ・プールにおける土砂流出の機構についても検討を行った。それらの結果を要約して結語とする。

山地河川における階段状河道と流砂の実態について、階段状河道の縦断形状、階段状河床における河道貯留量と土砂流出の関係について検討を行い、プールの堆砂量が多いほど同一の流量に対して流砂量が多く、流量と流砂量の関係がプールの堆砂量に支配されていることを示した。

ついで、実験によってプール内の流速分布、プール内の流砂の挙動と河床形状および流砂量の関係を明らかにすることによって、階段状河道における掃流砂の流出機構を明らかにし、プールの未堆積砂容積を考慮した流砂量式を提案した。

さらに、ステップ・プールが連続する河道における砂礫の流送過程についてのモデルを作成し、観測・調査結果を利用して実河川へのモデルの適用性についての検討を行った。その結果、ヒル谷本川の河道に対して本モデルが十分適用できることを明らかにした。

最後に、階段状河道における土砂流出の予測については、本章において提案されたプールにおける流砂量式などを用いて、ヒル谷流域における長期の土砂流出について、流量や河道堆砂量などの資料を用いて溪岸侵食量の計算を行い、観測資料をほぼ満足する結果を得ており、提案した流砂量式や河道モデルが妥当であることを明らかにした。

【参 考 文 献】

- 1) 沢田豊明・芦田和男・高橋 保：山地河道における掃流砂の流送過程，第 25 回水理講演会論文集，1981 年，pp. 507～514
- 2) 芦田和男・江頭進治・安東尚美：階段状河床形の形成機構と形状特性に関する研究，第 28 回水理講演会論文集，1984 年，pp. 743～749
- 3) 岩垣雄一・土屋義人・今村正孝：水門下流部における局所洗堀に関する研究(1)，京都大学防災研究所年報第 8 号，1965 年，pp. 363～377

- 4) Albertson, Dai, Jansen, Rouse : Diffusion of Submerged Jets, Trans. ASCE, Vol. 115, No. 2409, 1950
- 5) 安芸周一：自由落下水脈の水クッション効果に関する研究 ―水叩きに作用する動水圧とその変動特性―，電力中央研究所技術研究所報告No. 69009，1969
- 6) 芦田和男・江頭進治：山地部河道における微細土砂濃度の推定法，水資源センター研究報告，1981年，pp. 39～51

第4章 山地河道の変動と砂礫の 流出に関する研究^{1), 2)}

第4.1節 概 説

山地河道は、土砂れきの生産源が近くにあって、生産量と輸送量の一時的な不均衡が存在すること、河床勾配が急であること、土砂れきの粒径分布の範囲が非常に大きいこと、および出水の形態が複雑であることから、非常に複雑な形態をとり、またその変動の激しいことが特徴である。

河川を源流から河口まで一貫してみた場合、山地河道は生産された土砂れきの輸送および貯留の場として大きな役割を演じており、流出土砂量は生産土砂量に大きく支配されている。一方、平野部の河道は変動が少なく、安定した土砂輸送の場であることが望ましく、上流からの急激な多量の土砂流出は災害の原因となることが多い。平野部は高度に利用されているため、平野部の河川における土砂輸送および河道の安定などに関する諸問題を解明するためには、山地流域から流出する土砂量を正確に把握することが重要な課題となっている。

山地流域における土砂流出は、前述したように、山腹斜面からの土砂生産、河道における輸送および貯留からなる時間的・空間的システムであって、土砂流出現象をどのような時間的・空間的スケールでみるかによって、取り扱いの方法は大きく異なる。

ここでは、土砂流出現象を山地河道における輸送および貯留に限定し、一洪水期間内の河道の変動と砂礫の流出に関して検討を行い、従来の流砂量式の山地河道への適用性について考察を行っている。

山地河道の形態は非常に複雑で、しかもその変動が激しいために、流量が予測されても、従来の流砂量式を用いて流砂現象を予測することは困難である。その理由の主なものとして、ある流量に対する水深や河幅の正確な把握と、河床形態や河床表面の砂礫の粒径の予測の困難さが挙げられる。

したがって、本章においては、従来の流砂量式を山地河川に適用するために、河道条件や水理条件などをどのように評価するかという点を中心に考察している。

第4.2節 山地河道の形態

4.2.1 河床形態と縦断形状

山地における河道は、縦断および平面形状が平野部に比較して複雑である。このような理由の一つとして、出水現象が複雑であること、土砂礫の生産の影響を受けやすいこと、土砂礫の粒径分布の範囲が大きいことなどが考えられる。河道の形態の領域区分については、従来より多くの見解が発表されているが、流量と河道勾配を用いた経験式（Leopold³⁾；1953, Lane⁴⁾；1955, Ackers・Charlton⁵⁾；1970）、無次元パラメーターによる区分（鮭川⁶⁾；1970, 池田⁷⁾；1973, 岸・黒木・今泉⁸⁾；1975）など、いずれの場合も河道形状（局所的な河床勾配など）、水深（主流部）、砂礫の代表粒径、流砂量などの諸量をどのように評価するかという点に問題を残している。

ここでは、理論的・実験的に導かれた流砂量式を実河川、とくに山地河川に適用する際に問題となる河道形態について、若干の検討を行ってみよう。

河川の縦断形状についてみると、例えば地形学の分野では、マクロな二次曲線で表現する試みが行われている（平野⁹⁾；1968）。一方、砂礫の輸送場として河道をみた場合、河道縦断の局所的形状である階段状のシュート・プールが重要な役割を演じている（沢田；1981）。このシュート・プールは、砂州や砂堆によって形成されるものと巨礫の堆積によって形成されるものに大別される。なお、このようなシュート・プールは堆積を伴わないで侵食のみの場合でも形成されるが、ここでは対象から除いている。シュート・プールの間隔は、前者では砂州や砂堆の規模にはほぼ一致しており、後者では巨礫の数倍、あるいは流路幅の数倍程度の規模で形成されている。

このような山地河道の形態の一例として、足洗谷流域、比良川流域、およびヒル谷流域の河床縦断を図4-1、4-2および4-3に示している。

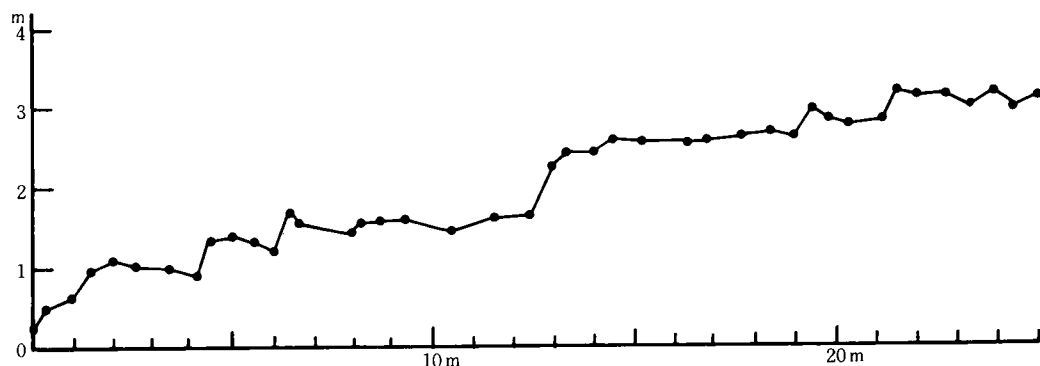


図4-1 足洗谷本川河道の縦断

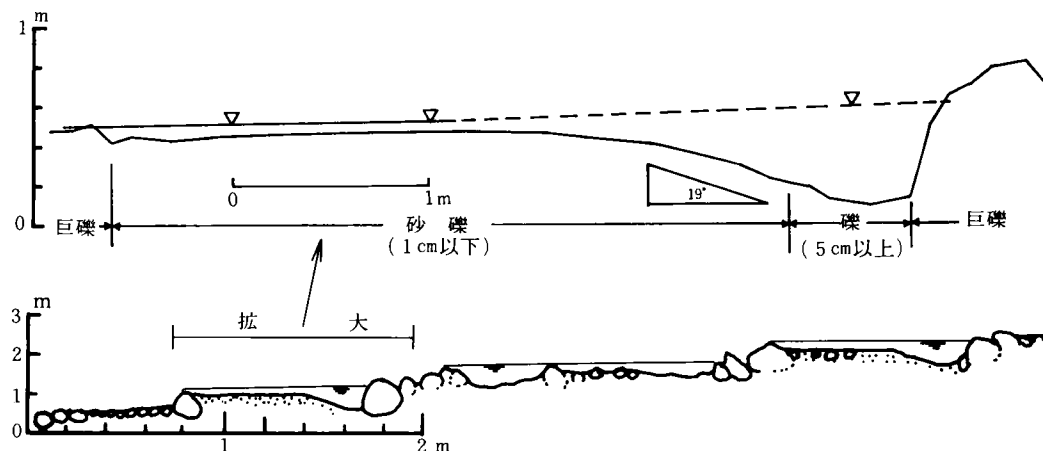


図4-2 比良川本川河道の縦断

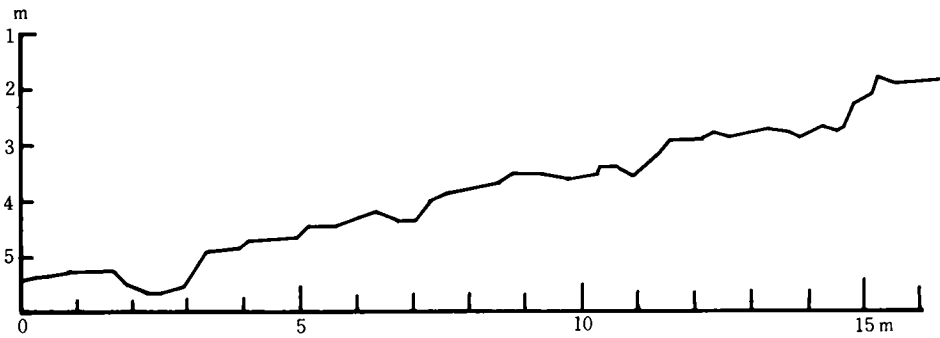


図 4-3 ヒル谷本川河道の縦断

以上のように、河床の局所的な縦断形状は、階段状になっているのが一般的である。このような河床において、ブールとシュートが形成され、ブールの部分における流れは非常に緩やかで、掃流力は小さいことが特徴である。したがって、ブールの内には表面を構成する礫より小さいものが堆積することが多く、流砂量がブールにおける輸送能力によって支配されている。

このような河道を輸送される土砂れきは、ブール内に一時的に貯留され、流出土砂量がブールによって調節されている。

4.2.2 流路形態の平面形状

流路形態の平面的な特徴の1つとして、河幅の分布特性が考えられ、河幅は河川の特徴を示す大きな要素となっている。したがって、河幅がどのようにして決定されるかという点に関して、数多くの研究が行われている。その中で、レジームの概念を取り入れることによって、河幅 B と流量 Q の関係が、

$$B = r Q^{\frac{1}{2}} \quad (m, \text{sec 単位}) \dots\dots\dots (4-1)$$

のような形で表わされ、 $3 < r < 10$ の間で一般的に成り立つとされている。

これらの関係を足洗谷本川の深谷地点の流路についてみると、図 4-4 に示すように、 $r = 3.5$ として

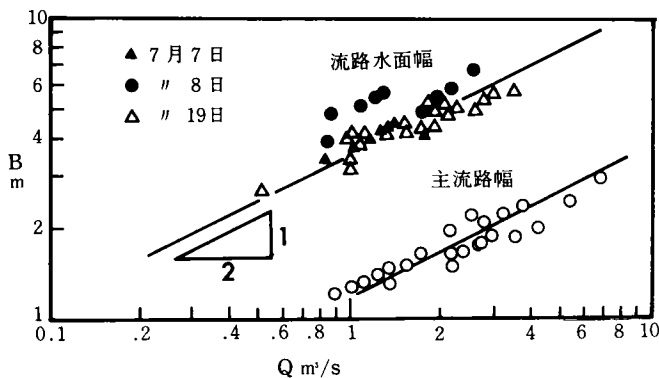


図 4-4 流量 Q と流路面幅および主流路幅の関係

上記の関係を満足している。なお、このような関係は、平水時から土石流発生時まで広い流量範囲で成立すると考える。

さらに、流路の平面形状の大きな特徴として、蛇行がある。この蛇行波長 L と河幅 B の間には、図 4-5 に示すような関係があり、

$$L = 10 B \quad (m \text{ 単位}) \dots\dots\dots (4-2)$$

のように表わすことができる。

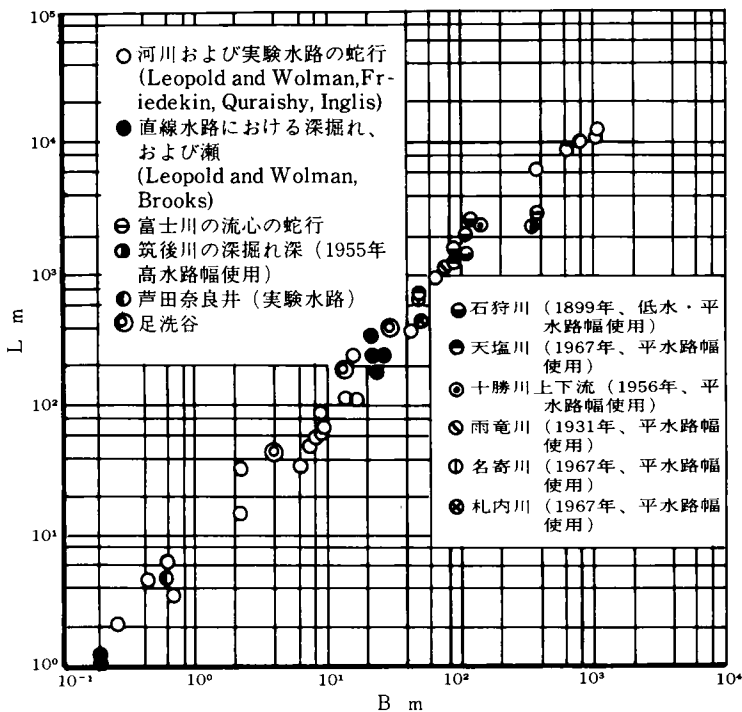


図 4-5 河幅 (B) と蛇行波長 (L) の関係

れている。

4.2.3 河道構成材料の特性

山地河川における河床材料の粒径範囲は広く、その特性は水理条件や河床条件を大きく支配し、河床形態を非常に複雑なものとしている。

河床砂礫の特性の中で、とくに流砂機構にとって重要なものは、砂礫の粒径分布であるが、それは次のような過程を経て決定される。まず、生産土砂の粒径分布は生産形態により大きく異なり、表面侵食では比較的細粒分が生産され、崩壊や土石流のような集合運搬では巨礫も含んで広い範囲の粒径のものが生産される。その粒径分布は、岩質や風化の程度や亀裂の様子などによって決まる。

ついで、粒径分布を持った生産土砂は輸送過程において摩耗作用を受け、また掃流力に応じてふるい分けられていく。

そこで、河床砂礫の粒径が土砂生産源における粒径と輸送過程におけるふるい分け作用および摩耗作用の中で、どのような要因に支配されているかをみると、山地河川においては、全体的には土砂生産源における粒径によって支配されている。しかし、同一地点の河床堆積においても、堆積層ごとに粒径分布が異なることが多く、砂礫の輸送形態と輸送能力の差異による影響も考慮しなければならない。なお、山地河川において、流下方向の砂礫粒径の減少に対する摩耗の影響は岩質や風化の程度によって変化するが、いずれにしても小さいものとする。

一方、流路の形成過程によっても河床砂礫の粒径は異なった特性を示すことが多い。すなわち、河床砂礫の粒径分布は河床にアーマコートが形成されている場合、破壊されている場合、および細粒径の砂

なお、このような関係については、河床勾配が $1/100$ 以下のものについて、すでに報告されている (Keller; 1978)。

流路の蛇行波長は、(4-1) および (4-2) 式より

$$L = 10 r \cdot Q^{\frac{1}{2}}$$

(m, sec 単位)

----- (4-3)

のように表わすことができ、流量に支配されていることが分かる。しかし、蛇行の発生機構に関しては、不明な点が多く、流水の乱れや水流の遠心力などを考慮することによって、それぞれ異なったモデルを用いた理論的考察が行わ

礫の堆積によって覆われている場合で大きく異なるので、それぞれについて砂礫の粒径分布特性を検討してみよう。

図4-6は足洗谷流域で測定された砂礫の生産源、溪岸、河床における粒径分布の特徴を示したものである。この図からも明らかなように、粒径分布の最も広い範囲のものは生産源の砂礫であり、最も狭いものは巨礫の陰などの静水堆積物であろう。

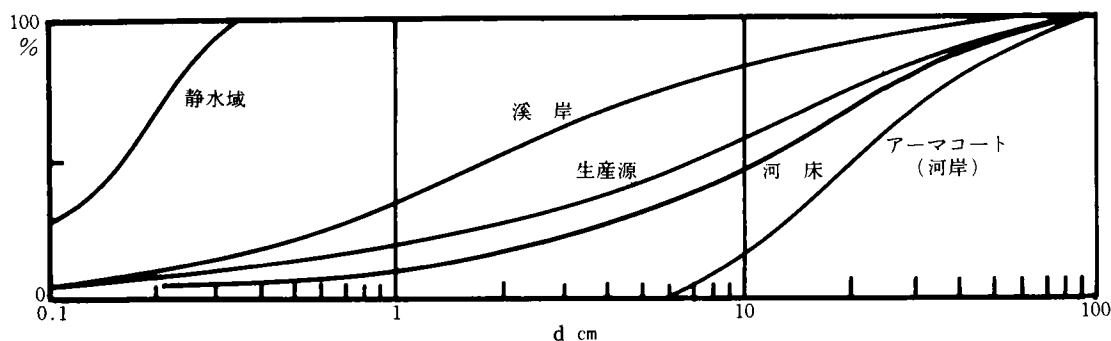


図4-6 足洗谷流域の各地点における粒径分布

山地河川は前述したように、階段状のシュート・プールが形成されており、そのために流れの状態も非常に複雑となって、粒径分布が河床の狭い範囲内でも大きく異なることが特徴となっている。したがって、砂礫の粒径分布を評価する際は、図4-7に示すように、土石流や大洪水によって堆積したようなA点の粒径分布と通常の洪水によって河床の細粒径のものが流出したB点ではその特性に大きな相異があることを考慮しなければならない。

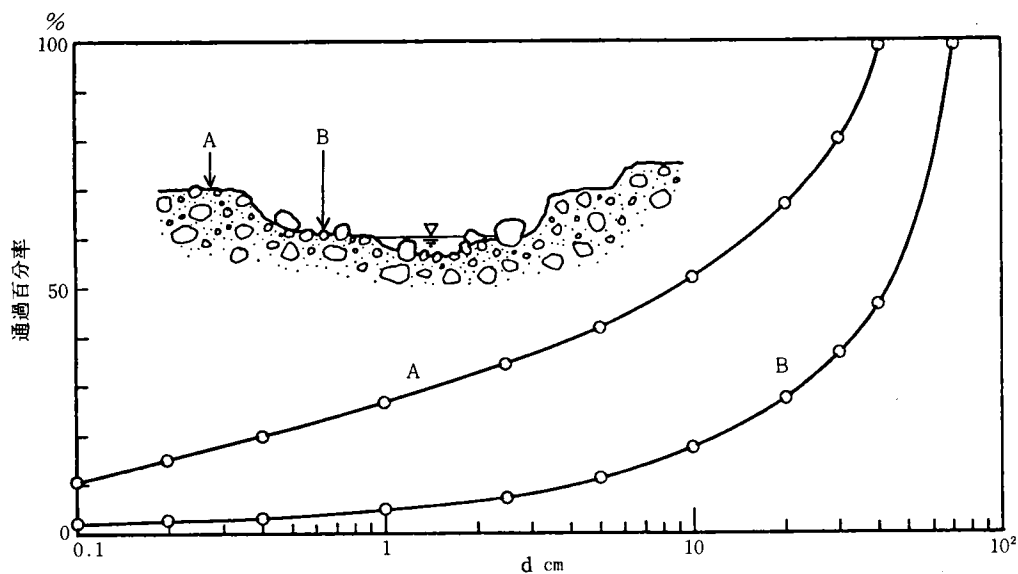


図4-7 河道付近の表層砂れきの粒径分布の相異

一方、山地河道における砂礫の分布に関する特徴は、通常の洪水によって移動しない礫が存在することで、このような礫が河床を固定床のようなものにしている。さらに、巨礫が流路内に点在し、平水時において、その大部分を水面に露出させている。その一例は図4-8に示すとおりで、河床には直径50cm以上の礫でアーマコートが形成されている。この場合、直径10cm以下の小さな礫でもこのような巨礫の間のすきまに入り込んだものは、容易に移動しない。とくに、長期間を経ている河床砂礫の組み合わせほど移動しにくいようになっている。さらに、河道を横断して自然に巨礫が直線的に配置されていることも多く、写真4-1のようにシュート・プールを形成している。

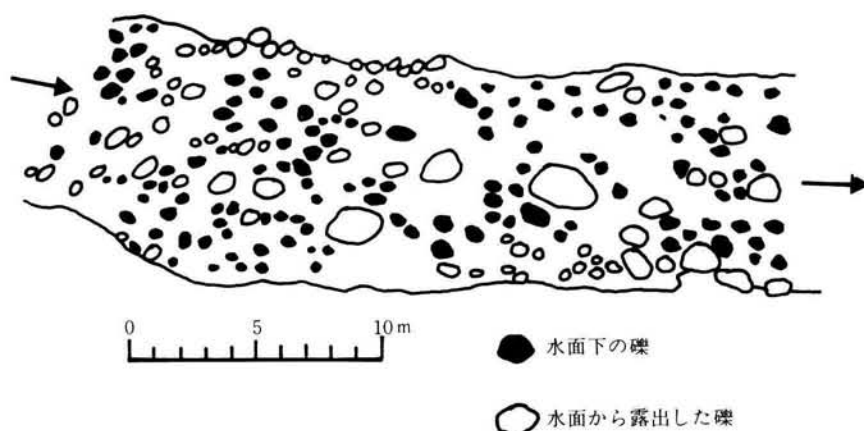


図4-8 山地溪流の河床における巨礫の分布



写真4-1 山地溪流のステップ・プール
(蒲田川本川下流)



写真4-2 流量による流れの状態の変化

(a) 流量約 $1 \text{ m}^3/\text{s}$

第4.3節 山地河道の形成

4.3.1 河道の形成と変動過程

山地河道は谷の中に形成されており，河道を構成する堆積物の状態によって，図4-9に示すように区分される。図中の(A)は河道を形成する堆積層が薄く，土砂生産量が少ないか，土砂輸送能力が大きい場合に発達する。(B)の状態は土砂輸送能力以上に上流からの土砂流出がある場合で，河道の変動幅が大きい傾向を示す。(C)の状態は(B)の状態に比較して土砂の輸送能力が増大し，堆積層が侵食されて，堆積層の中に新しい谷が形成されている。(D)の状態は(C)の状態がさらに進行し，堆積層の大半が侵食され(A)の状態に近づいている。

以上のように，山地河道は上流からの流出土砂

ところで，河道に分布する砂礫の大きさやそれらの平面的な配置が水流におよぼす影響の程度は流量によって異なる。写真4-2の(a)，(b)および(c)は同一地点を撮影したものであるが，流量が異なっている。これらの写真から流れの状態をみると，流量が少ない(a)において，流れの状態は，巨礫やシュート・プールに大きく支配されている。(b)においては，流量が(a)に比較して多いために，小さなシュート・プールは流れに対して影響していないようである。(c)においては，流量が(b)に比較して更に多いために，流路内にある巨礫も水面下に入り，シュート・プールの影響は小さくなり，水面勾配が河床の平均勾配にほぼ等しくなる。

以上のように，山地河川の砂礫の粒径分布が広い範囲にあるため，河床には流量に応じたアーマコートの形成と破壊があって，それらの形成・破壊の過程における流砂現象が山地河川における流砂量の予測を困難なものとしている。



写真4-2

(b) 流量約 $10 \text{ m}^3/\text{s}$

量と河道における土砂の輸送能力に応じて、その形態を変化させている。

ここでは、ほぼ(C)の状態にある足洗谷の河道を例にとって、河道の変動過程をみてみよう。図4-10は足洗谷中流部における河道の変動を示したものである。図中の実線は平水時の流路(水面幅)で、2~6mの範囲にある。破線は調査期間中の最大流量発生時の痕跡を示しており、各測線に沿って河床上につけた塗料の状態から判断したものである。なお、この痕跡の幅は最大流量発生時点の流路幅とは一致しないことが多く、その理由として、洪水期間中の流路の変動による影響が考えられる。

流路変動の調査期間中に、2回の大規模な土石流の発生があって、流路の形態は一変している〔図4-10において、(4)→(5)、(7)→(8)〕。これらの土石流は、痕跡から谷幅全体に広がって流下していることが認められる。図4-10の(8)は、土石流発生直後の河床状態であるが、この時点の各測線における河床横断は図4-11に示すとおりである。なお、この図は下流から上流を見た状態になって



写真4-2
(c) 流量約 $50 \text{ m}^3/\text{s}$

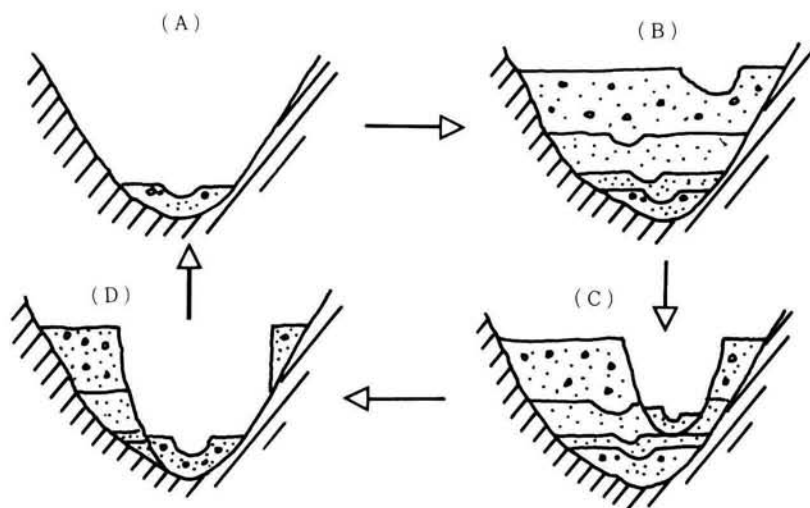


図4-9 山地河道の形成過程

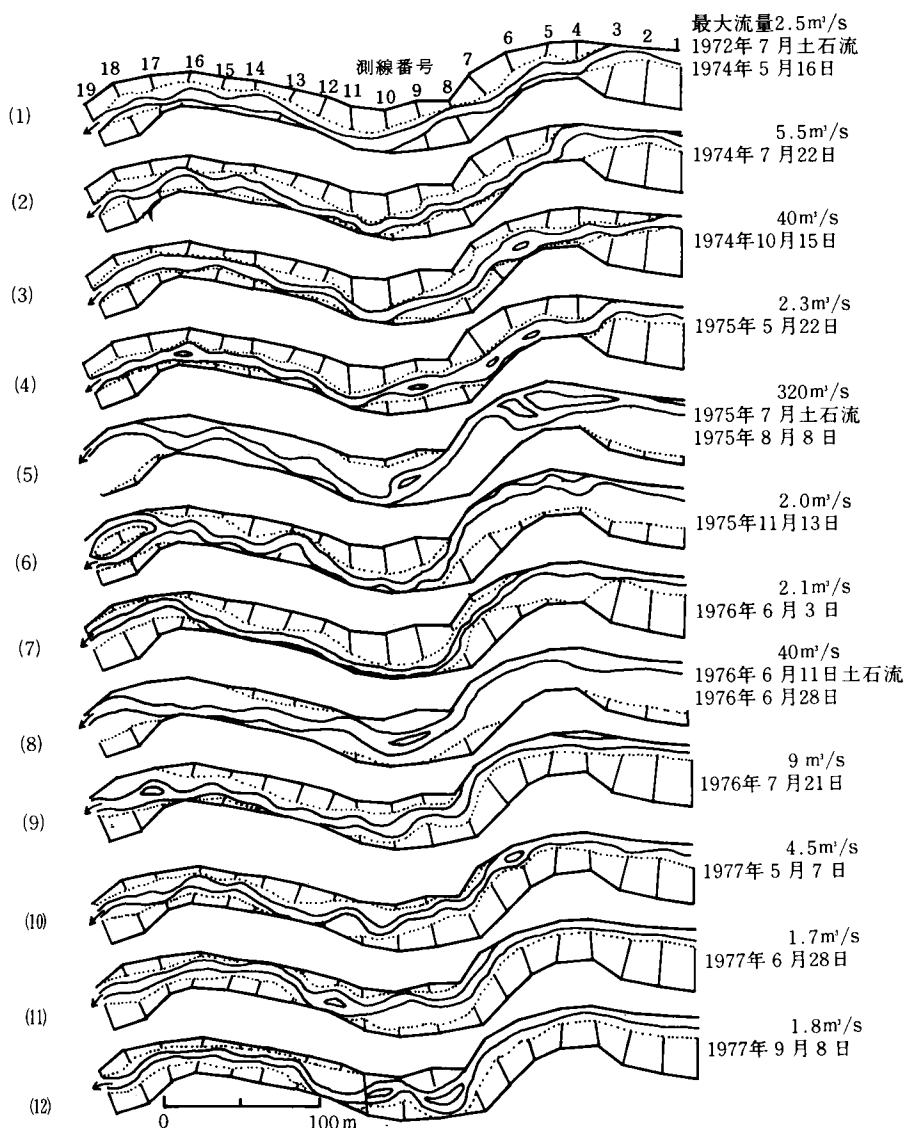


図4-10 足洗谷本川河道の変動

いるが、この河床断面から河床表面の全体的な傾向をみると、河床が右岸側に向って傾斜するものは測線2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 17, 18であり、左岸側に向って傾斜するものは測線11, 12, 13となっている。このような傾向は、足洗谷全体の蛇行に関係しているようであって、沖積平野の河川と同様に蛇行の外岸側に河床が傾斜することが認められる。このように、河床表面の全体的な形態は土石流によって形成され、その後の洪水における流路は、このような河床形態に支配され、蛇行の外岸側に固定される傾向を示している。

足洗谷では、春先において測線3～8の右岸から多量の土砂が河床に供給され、土砂の堆積によって

流路が左岸側に押しやられる傾向がある〔(1), (6)~(7), (9)~(10)〕。しかし、その後の洪水によって、それらは侵食され、流路が元の状態に戻る傾向にある〔(1)→(2), (7)→(8), (10)→(12)〕。

以上は流路の全体的な形態について述べたものであるが、河床表面は図4-11に示されるように、非常に複雑であることから、わずかの流量の増加や河床における堆積・侵食によって水面が拡大することがある〔(6)の測線1から8の区間, (7)の測線3から8の区間, (10)の測線8から11の区間〕。

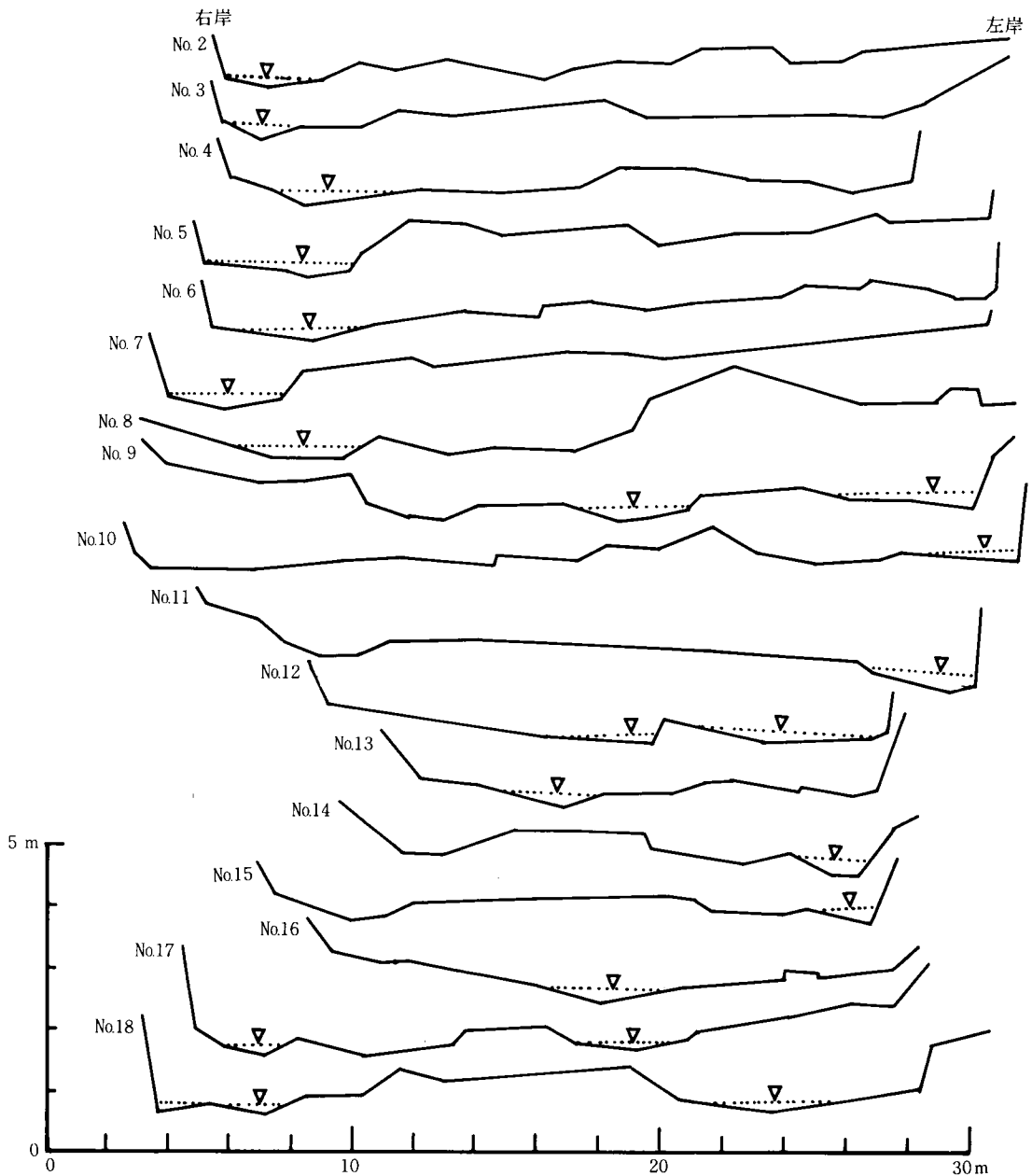


図4-11 土石流発生直後の河床横断
(図4-10の(8)の場合)

山地河川においては、流量の変動に応じて河道が変動し、新しい河道を形成しており、流砂現象を正しく理解するためには、このような河道の形成過程を考慮した議論が必要である。

4.3.2 河道の形成と流れの状態

山地河道における砂礫の移動機構を明らかにするためには、河道と流れの状態を正しく把握しなければならない。ここでは、河道の形成機構と流れの特性について、VTRによる洪水時の流路の動態観測の成果を中心に若干の検討を行っている。

前述したように、河道の形成は土石流や洪水によって大きく支配され、山地河川においては、数時間で新しい河道が形成されることが多い。その一例として、写真4-3、4-4および4-5を示す。これは足洗谷流砂観測点付近の河道の状態である。写真4-3は土石流の通過後約1時間、写真4-4は約3時間後、写真4-5は約10時間後のものである。

写真4-3の時点において、砂礫の移動は激しく、直径約30cmの礫が移動しており、水面の凹凸が顕著である。写真4-4の時点では、移動礫は直径約10cm以下となっている。流路の水深は浅くなり、水面が平坦になっており、河床も平坦でシュート・プールが形成されていない状態となっている。この時点において、流出土砂は前者に比較して粒径が小さく、上流河床において細粒径の砂礫の流出が進行し、アーマコートの形成が開始されているものとする。さらに、写真4-5の状態は、河床の侵食が進行し、新しい堆積層を深く掘り込んで河道が形成され、河床にアーマコートが形成され、シュート・プールの発達が認められる。

以上のように、土石流の発生後、約10時間でアーマコートが形成されて新しい河道が形成される。通常の洪水における初期河床は、このようにして形成されたアーマコートを有することが特徴となっている。



写真4-3 観測水路付近の流れの状態（土石流通過の約1時間後）



写真 4-4 観測水路付近の流れの状態（土石流通過の約3時間後）



写真 4-5 観測水路付近の流れの状態（土石流通過の約10時間後）

図 4-12 は 1980 年 7 月 6 日から 20 日までの河道の状態を VTR の録画から写し取ったものを示している。なお、図 4-12 の(1)の時点の A - B, C - D の河床断面を示したものが図 4-13 で、河床の初期状態を表わしている。この図において明らかなように、河床断面は平坦で流路は浅いことが特徴であ

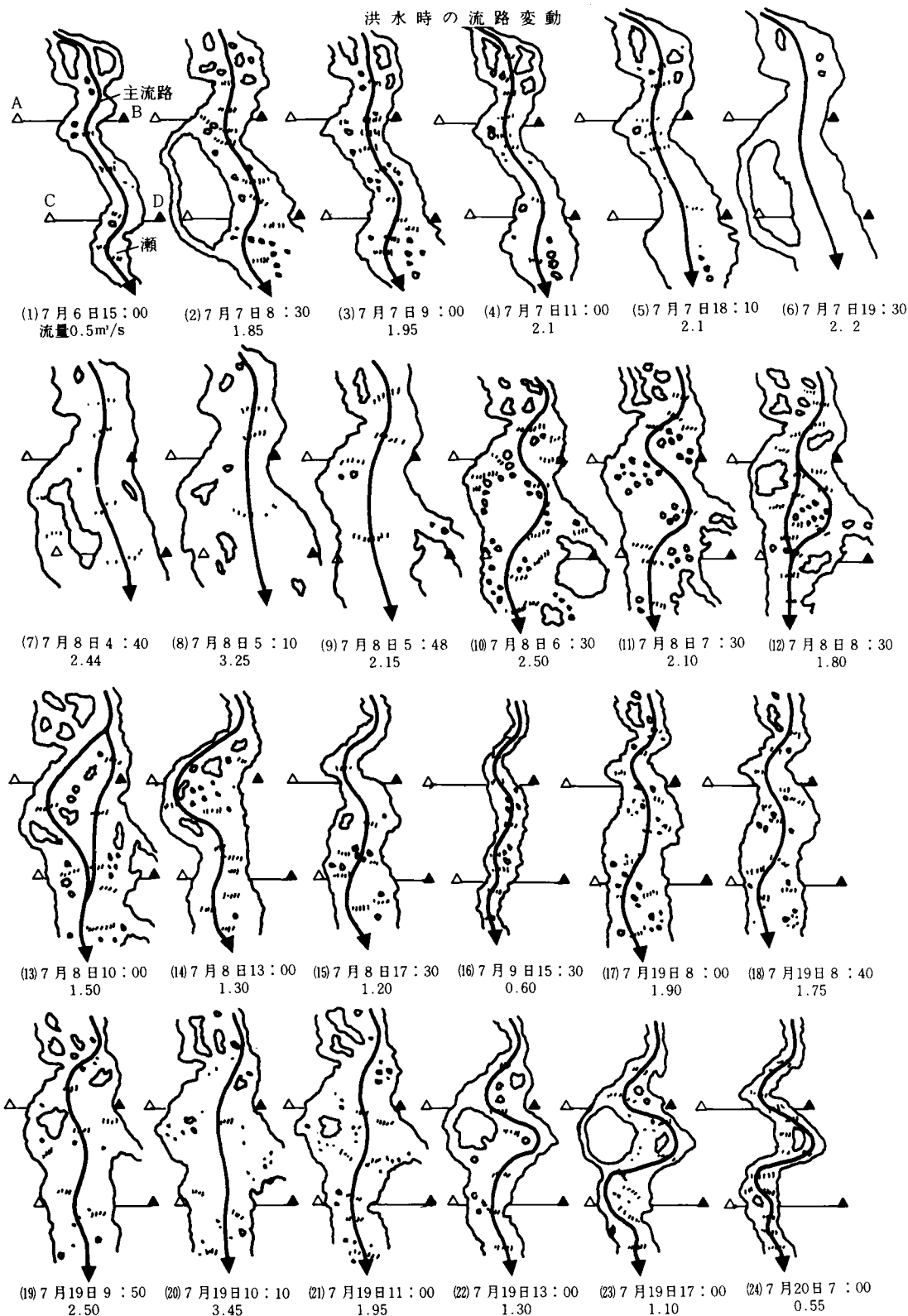


図4-12 足洗谷本川の流路変動

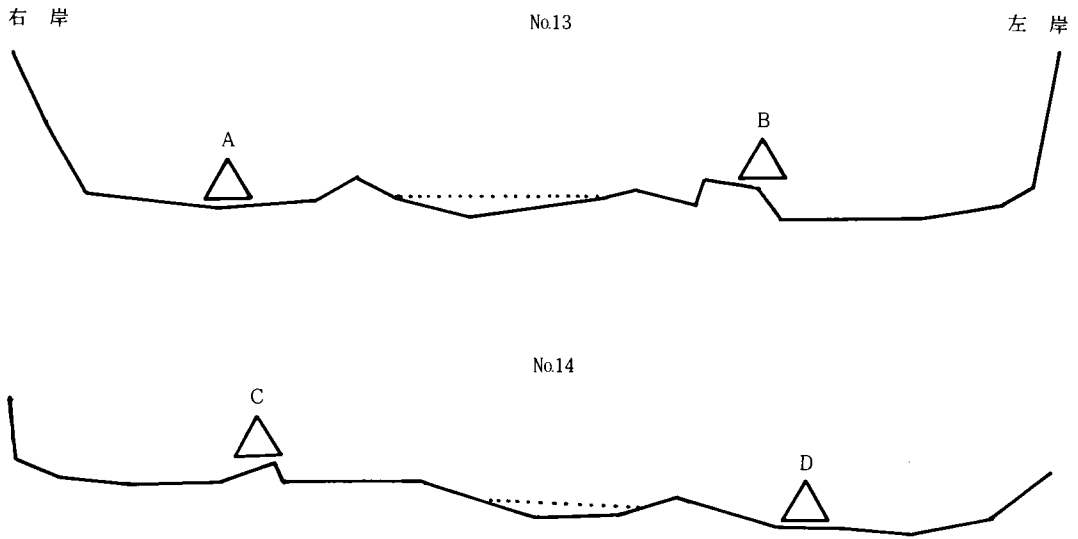


図 4-13 洪水前の河床断面（図 4-12 の(1)の時点）

る。したがって、流量のわずかな変動によって水面幅が大きく変化し、流路の平面形状も変化する。このような変化も、河床の侵食や堆積が少ない場合、流量が元に戻れば、流路形態も元に戻ることが多い。

図 4-12 の洪水時の流路変動において認められる特徴は次のようにまとめられる。

- (1) 流量が増加すると水面幅は、(a)元の流路の位置で拡大する〔(2)→(6), (12)→(19), (15)→(17)〕, (b)流路の位置が変化して拡大する〔(6)→(12), (14)→(18), (12)→(18)〕, (c)拡大しない〔(2)→(3)〕。
- (2) 流量の増加によって水面幅が拡大しても河床変動がなければ、主流路の位置は変化しない〔(1), (2), (3), (4), (5), (16), (17), (18)〕。なお、主流路は V T R の映像から周囲に比較して流速の早いことによって判定している。
- (3) 主流路の変化は砂礫堆の形成による場合〔(10), (21), (22)〕と砂礫堆の侵食による場合〔(6), (13), (14), (15)〕が認められる。
- (4) 主流路の位置は部分的に古い主流路の影響を受けている〔(10)→(15), (10)→(22), (9)→(20)〕。
- (5) 河床変動が小さい場合、洪水後の平水時の流路は洪水時の主流路にほぼ一致し〔(15)→(16), (22)→(23)→(24)〕, また、洪水前の流路が洪水時の主流路に一致する場合〔(16)→(17)(18), (1)→(2)(3)〕も認められる。
- (6) 主流部に沿ってシュート・プールが形成されやすい〔(3), (10), (11), (12)など〕。
- (7) 流量が減少するとシュート・プールが多く現われる〔(11), (12), (13), (14), (22), (23)〕。
- (8) 巨礫は流路を横断して、ほぼ一直線に連なって堆積し、シュート・プールの形成している。
- (9) 流量が多い場合、主流路は直線的になる〔(8), (20)〕。
- (10) 流砂量が多い場合、河床は比較的平坦になっている。とくに、主流路の内岸側に平坦で水深の浅い

部分が発達する。

- (1) 掃流砂は主流路に集中して発生している。とくに巨礫の移動は主流路に沿って行われるが、主流路からはずれると停止することが多い。しかし、一度移動を開始した巨礫は容易に停止することなく、直径50～70 cmの礫が0.8～1.0 m/sの速度で移動している。
- (2) 流路変動による蛇行波長の変化は小さいが、その振幅の変化は比較的大きい〔(1), (16), (24)〕。
- (3) レジーム論で説明される流量 Q と流路幅 B の関係、 $B = a Q^{\frac{1}{2}}$ において、流路幅を水面幅としたとき、 $a = 3.5$ 、主流路幅としたとき、 $a = 1.2$ となる。

以上のように、巨礫を含む混合砂礫床における流路形態は非常に複雑であって、水理量、河床勾配、河床材料などから流路形態を予測することは困難であり、ある時点の流路形態を初期条件とする時系列としてのとりあつかいが必要であると考える。

一方、流路形態と流砂現象についてみると、次のような4つの領域に分けることができる。

- (I)；アーマコートの破壊や局所的な
溪岸侵食は生じていないが、砂
礫の移動がある。
- (II)；アーマコートが破壊され、河床
の砂礫が移動する。
- (III)；溪岸侵食によって砂礫が移動す
る。
- (IV)；流路変動によって新しい河床の
砂礫が移動する。

以上の各領域における流砂機構は異なっており、流量変動を中心に、それらの領域の関係をみると、図4-14に示すようになる。したがって、流砂量の予測を議論するためには、流量と流路形態がどのような領域にあるかを明らかにすることが必要である。

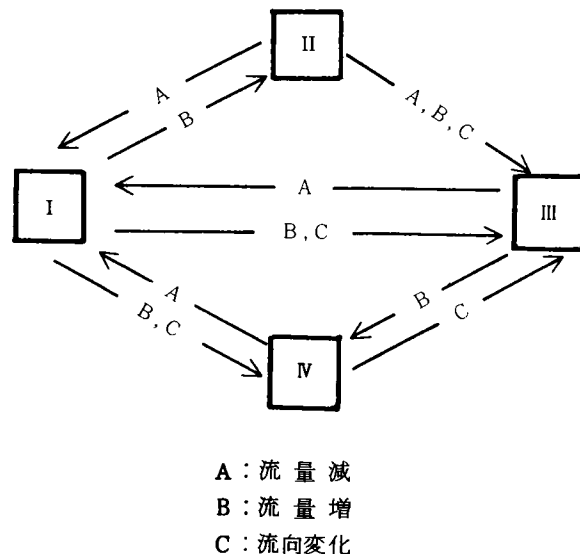


図4-14 流量変動と流路形態の関係

第4.4節 山地河道の掃流砂量

4.4.1 流砂に関する水理条件および河道条件の評価

一般的に、実河川における流砂量を流量のみで予測することは非常に困難であるが、その理由として、流砂現象が河床や流れの特性と相互に干渉し合って一義的に説明することができないこと、確率的な現象である土砂生産に支配されていることが考えられる。

したがって、流砂量を予測するためには、土砂流出のシステムを決定論的に評価する部分と確率論的

に評価する部分の総合したものとしてとらえることが必要である。従来の流砂モデルに共通する水理および河床条件として、流砂量式に組み込まれている河床勾配（水面勾配） I 、水深 R 、河床材料の粒径 d に関して、実河川においてどのように評価するかが重要な課題となっている。

流砂量を計算によって求めるために必要とされる河床勾配（水面勾配） I 、水深 R および河床砂れきの粒径 d に関して若干の検討を行う。前述したような山地河川において、水面勾配 I は流量（水深）が大きいほど河床の凹凸の影響が少なくなり、より長い区間を対象とした平均河床勾配に近い値をとる。したがって、階段状の河道において流砂現象をとりあつかう場合、流量（水深）に対応して水面勾配を変化させる必要がある。とくに、流砂現象は対象とする河道区間にある最も大きなプールにおける水面勾配に支配されることから、河道に形成されたプールの規模と流量に応じて水面勾配を決定することが必要である。

ところで、階段状河床が形成されるためには、次のような条件を満足しなければならない。¹²⁾

$$h/dm < (6.0 + 5.75 \log_{10} h/\alpha dm)^2 s \tau_{*m} \dots\dots\dots (4-4)$$

$$\tau_{*m} = u_*^2/s g dm > \beta \tau_{*cm}, \quad (\beta > 1) \dots\dots\dots (4-5)$$

$$\tau_{*m} < \tau_{*cm} \max \dots\dots\dots (4-6)$$

ここに、 h ：水深、 dm ：平均粒径、 α ：係数、 $s = \rho_s / \rho - 1$ （ ρ_s ：砂礫の密度、 ρ ：水の密度）、 u_* ：摩擦速度、 τ_{*m} ：平均粒径の無次元掃流力、 τ_{*cm} ：平均粒径の無次元限界掃流力、 $\tau_{*cm} \max$ ：最大粒径の無次元限界掃流力、 β ：分級流砂の活性度を表わす係数である。

したがって、水深 h 、水面勾配 I および平均粒径 dm の関係は、式（4-4）より

$$1 < (6.0 + 5.75 \log h/\alpha dm)^2 I \dots\dots\dots (4-7)$$

のように表わすことができる。

そこで、足洗谷の河床を例にとって水深、水面勾配および平均粒径の関係について検討する。ここに、平均勾配 I を0.1とすれば、水深 h と平均粒径 dm の関係は、式（4-7）より

$$h/\alpha dm \geq 0.321 \dots\dots\dots (4-8)$$

のように表わすことができる。

足洗谷の河床砂れきの平均粒径 dm を0.2 m、 $\alpha = 2.6$ とすると、水深 h は式（4-8）より、 $h = 0.17$ mとなる。

一方、平均粒径の無次元限界掃流力と水深 h 、水面勾配 I 、平均粒径 dm の関係は、式（4-5）より

$$\frac{h I}{s dm} \geq \beta \tau_{*cm} \dots\dots\dots (4-9)$$

のように表わすことができる。ここに、河床勾配 $I = 0.1$ 、 $s = 1.65$ 、平均粒径 $dm = 0.2$ m、 $\beta = 1$ および $\tau_{*cm} = 0.05$ とすれば式（4-9）より、水深 h の値として0.165 mが得られる。この値は式（4-8）によって求められた水深の値とほぼ等しいことが分かる。

ついで、流路幅 B 、平均流速 u_m 、水深 h の関係は、レジーム論で説明される流路幅と流量の関係を用いて

$$B = \alpha^2 u_m \cdot h \dots\dots\dots (4-10)$$

のように表わすことができる。

なお、前述したような $h = 0.2 \text{ m}$, $dm = 0.2 \text{ m}$, $I = 0.1$ で式 (4-7) の条件を満足する場合の流速 u_m は対数公式

$$u_m = u_* \left(6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{\alpha dm} \right) \dots\dots\dots (4-11)$$

より、 $u_m = 1.4 \text{ m/s}$ となる。

したがって、流路幅 B は式 (4-10) において、 $\alpha = 3.5$, $u_m = 1.4 \text{ m/s}$ とすれば、 $B = 3.43 \text{ m}$ となり、また、そのときの流量は $0.96 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

足洗谷における階段状河床形態の発生は、流量が約 $1 \text{ m}^3/\text{s}$ 、水深が 0.2 m 、水面勾配が 0.1 、平均粒径が 0.2 m であることを境界条件としているものとする。

なお、 $\beta = 1.5$ とした場合、同様の手法で階段状河床の発生限界流量を求めると約 $1.8 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。

ところで、流量が $1.8 \text{ m}^3/\text{s}$ のとき、 $\tau_* = \tau_{*c}$ であって、 $dm = 0.2 \text{ m}$ であれば、摩擦速度 u_* は 0.402 となる。さらに、式 (4-10) から $u_m h = 0.383$ が得られるが、 $u_m h$ は式 (4-11) より

$$u_m h = u_* \left(6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{h}{\alpha dm} \right) h \dots\dots\dots (4-12)$$

のように表わすことができる。

そこで、上記の値を式 (4-12) に代入すれば、水深 h は約 0.24 m となる。このときの水面勾配 I_c は

$$u_* = \sqrt{ghI_c} \dots\dots\dots (4-13)$$

において、 $u_* = 0.402$, $h = 0.24$ とすれば、 $I_c = 0.069$ となり、流量が約 $1.8 \text{ m}^3/\text{s}$ で、礫の移動がない場合の水面勾配は、前述の移動している場合の勾配 0.1 から 0.069 に減少することが分かる。

なお、同様に流量が約 $1 \text{ m}^3/\text{s}$ で移動床 (平均粒径 0.2 m) のときの水面勾配 $I = 0.1$ に対して、砂礫の移動がなくなった場合の水面勾配 I が $I = 0.08$ に減少する。このように水面勾配が減少するためには、階段状の河道が形成されなければならないことになり、足洗谷において観測される事実を説明することができる。

山地河川の河床は凹凸が大きく、その規模も広い範囲におよんでおり、実河川において水深をどのように評価するかが問題となっている。実河川における流砂量の計算には、仮想の河床面を水深の規模に応じて評価する必要がある。このような水深の原点をどのように決定するかということに関して多くの検討が行われ、河床の平均粒径に相当する粗度に関しては、種々の提案がなされている。しかし、シュート・ブールなどの河床形態に支配される河床の凹凸を考慮した研究が少なく、この点が今後の大きな課題であると考えられる。

さらに、流れの水深に関連して流水幅の評価が問題となってくる。流路の水面幅はかならずしも流砂量を検討する場合の水深に対応したものではなく、流れの主流幅が流砂現象を支配しているものとする。自然流路における主流幅は流路の横断形状などによって異なるが、足洗谷本川においては、VTRなどの映像から図 4-15 に示すように、流路内には巨礫が点在しており流速の速い部分はこれらの巨礫の間を通りぬけるように流れ、巨礫によって流れが遮られる部分では流速が遅くなっている。このように流速が比較的速く主流路とみなせる部分は流れの中心部で水面幅の約 $1/3$ を占めているようである。

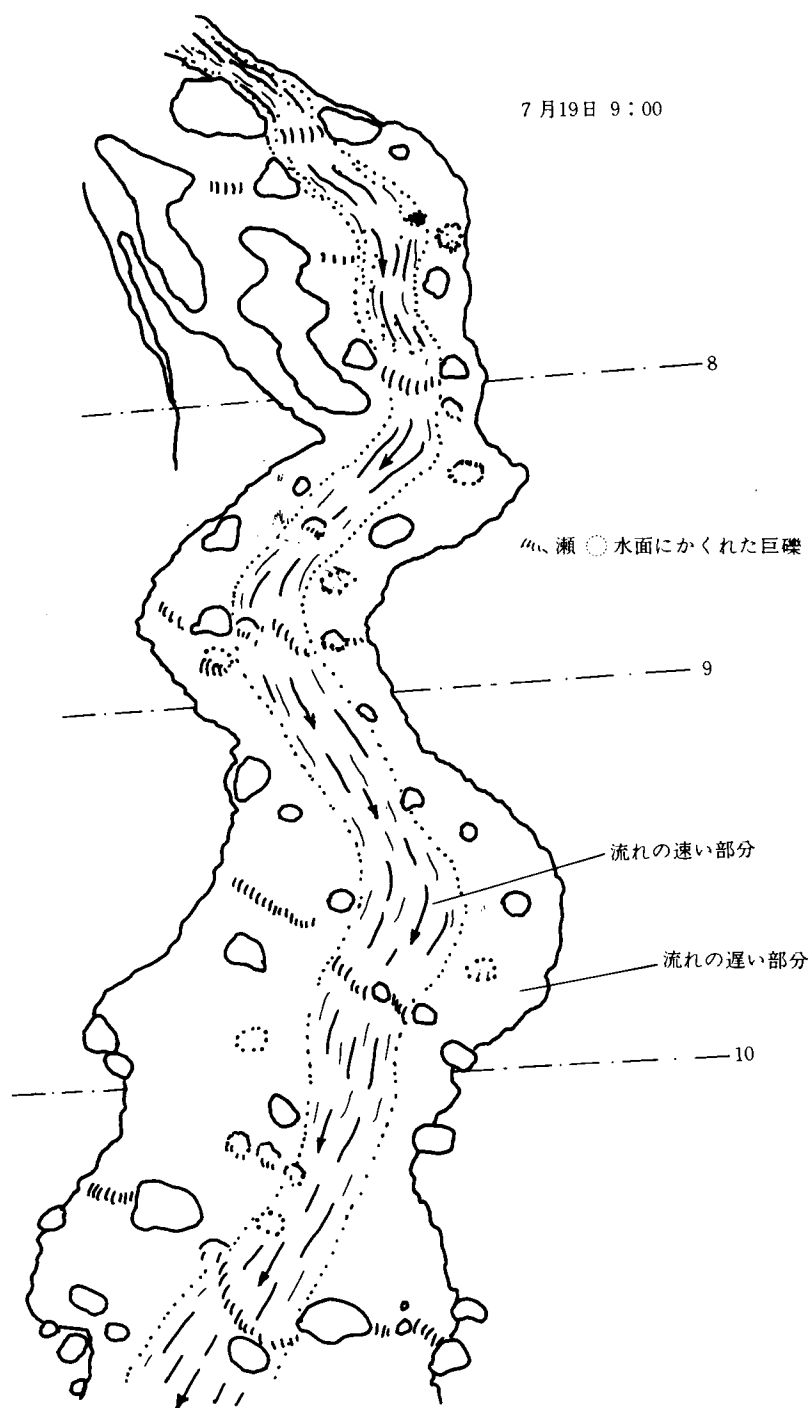


図 4-15 足洗谷本川の流路と流れの状態

ところで、流路幅は流路に沿って変化しており、どの地点において流路幅を評価するかという問題もある。したがって、流砂現象のとりえ方によって対象地点を選定しなければならないが、ある河道区間からの流出土砂量を検討する場合は、その区間における最大ブールの出口での流路幅を代表させることで十分であるとする。

4.4.2 従来の流砂量式の適用性

山地河川における掃流砂量の研究は非常に少なく、とくに、急勾配水路における混合砂礫の輸送に関しては、理論的および実験的に提案された流砂量式の実河川における検証例も少ないのが現状である。

そこで、山地河川の実態を考慮した¹³⁾ 芦田・高橋・水山による流砂量式について、前述した現地河川の場の条件や水理条件の与え方について検討する。この式の特徴は、混合砂礫の掃流砂量が平均粒径に関する水理量のみで求められるところにあり、

$$\sqrt{\frac{q_B}{(\sigma/\rho-1)gdm^3}} = \frac{12-24\sqrt{I}}{\cos\theta} \cdot \tau_{*m}^{(15-\sqrt{I})} \times (1-\alpha^2) \frac{\tau_{*cm}}{\tau_{*m}} (1-\alpha \sqrt{\frac{\tau_{*cm}}{\tau_{*m}}}) \dots\dots\dots (4-14)$$

のように表わされている。ここに、 q_B ：単位幅、単位時間の流砂量、 δ ：砂礫の密度、 ρ ：水の密度、 g ：重力加速度、 dm ：平均粒径、 I ：河床勾配 ($\tan\theta$)、 τ_{*m} ：平均粒径に対する掃流力、 τ_{*cm} ：平均粒径に対する移動限界掃流力、 α ：定数（緩勾配で $\alpha^2=0.85$ ）である。

なお、 τ_{*m} は摩擦速度 u_* 、平均粒径 dm などによって、

$$\tau_{*m} = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho-1)gdm} \dots\dots\dots (4-15)$$

のように表わされる。

ところで、流砂量を式(4-14)によって求めるためには、河床勾配 I 、水深 h 、平均粒径 dm の値を決定する必要がある。

河床勾配 I は前述したように河道のシュート・ブールを考慮し流量に応じて決定する。一方、水深 h は、流量 Q 、流路幅 B および平均流速 u から、

$$h = \frac{Q}{u \cdot B} \dots\dots\dots (4-16)$$

のように表わされ、流速 u は、Darcy-Weisbachの摩擦抵抗係数を用いると、

$$u = \sqrt{\frac{8}{f}} \cdot \sqrt{ghI} \dots\dots\dots (4-17)$$

のように表わされる。

水深 h は、式(4-16)および式(4-17)から、

$$h = \left(\frac{f \cdot Q^2}{8g \cdot I \cdot B^2} \right)^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (4-18)$$

のように表わすことができる。

なお、急勾配水路において、相対水深が小さい流れのDarcy-Weisbachの摩擦抵抗係数 f は、 d/h と u_*^2/gd の関数であるとされ、実験によって¹⁴⁾ 図4-16に示すような関係が得られており、この図において河床勾配 I から、大体の摩擦抵抗係数 f を求めることができる。

一方、流路幅 B については、

$$B = 3 \sim 7 Q^{\frac{1}{2}} \quad (m) \dots\dots\dots (4-19)$$

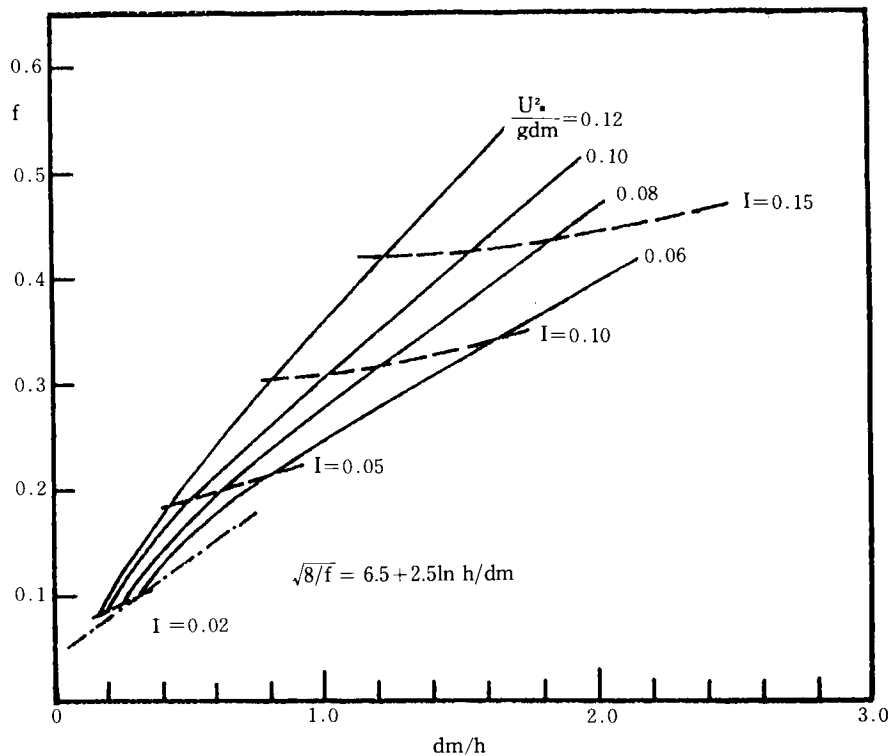


図 4-16 抵抗係数の相対粗度と勾配による変化

の関係から、大体の幅を求めることができる。

したがって、実河川において河床勾配 I 、河床表面の平均粒径 dm および流量 Q を測定することができれば、図 4-16、式 (4-18) および式 (4-14) から流砂量を計算することができる。

実河川においては、流量が一定であっても河床表面の状態がたえず変化しており、河床表面の砂礫の粒径も変化するものと考えられる。このような観点から、VTR の録画によって得られた流路状態、流出砂礫の大きさ、河床堆積物の粒径分布などから、河床表面の砂礫の平均粒径を推定することによって、上記の流砂量式の適用性について若干の検討を行う。

路床勾配 $1/20$ の平坦なコンクリート水路を移動する礫は、水深以上の粒径を有するものは VTR の録画において、その個数や大きさを判定することができる。したがって、流砂量は、VTR の録画から 5 分ごとに 1 分間の総流出個数を読みとり、その流出礫の平均粒径を有する球体として求められる礫の重量から計算される。このようにして観測値に基づいて計算された流砂量 q_b は、粒径がほぼ水深以上のもので、それらの粒径分布は図 4-17 のように表わすことができる。なお、この図には、平水時の河床のアーマコートの粒径分布 $f_a(d)$ 、土石流堆積物の粒径分布 $f_d(d)$ も示されている。

ところで、流出礫の最大粒径 d_{bmax} が測定されれば、図 4-17 に示すように、流出礫の粒径分布 $f_b(d)$ の果加百分率 $F_b(d)$ は河床礫の $F_d(d)$ から次式によって求められる。

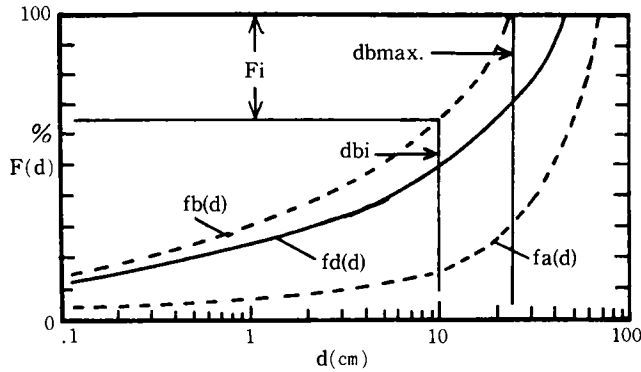


図 4-17 流出砂礫と河床砂礫の粒径分布

$$F_b(d) = \frac{100}{F_d(d_{bmax})} \cdot F_d(d) \quad (\%) \dots\dots\dots (4-20)$$

したがって、水深を超える粒径 i 以上の礫 d_i の流出量が全流砂量 Q_b に占める割合 F_i は、

$$F_i = 100 - F_b(d_i) \quad (\%) \dots\dots\dots (4-21)$$

のように表わすことができる。

そこで、全流砂量 Q_b は、

$$Q_b = (q_b / F_i) \times 100 \dots\dots\dots (4-22)$$

のように表わすことができる。ここに、 q_b は粒径 d_i 以上の礫の流出量の実測値である。

表 4-1 には、 Q 、 q_b 、 d_{bmax} 、 d_m 、 F_i の値とともに、観測結果の補正值 Q_b と流砂量式によっ

表 4-1 流砂量の観測結果と計算結果

	Q m ³ /sec	d_{bmax} m	d_m m	q_b kg/sec	F_i	Q_b kg/sec	Q_{bc} kg/sec
7月 6 日 15:00	0.50	—	—	—	—	—	—
7月 7 日 8:30	1.85	33	0.11	13.0	0.40	32.5	48.1
9:00	1.90	33	0.11	12.0	0.40	30.0	48.1
7月 8 日 6:30	2.50	△0.44	0.15	4.5	0.48	9.4	79.5
7:30	2.10	△0.1	0.02	—	—	—	—
8:30	1.80	△0.1	0.02	—	—	—	—
10:00	1.50	△0.05	0.01	—	—	—	—
13:00	1.30	△0.05	0.01	—	—	—	—
17:30	1.20	—	—	—	—	—	—
7月 9 日 15:30	0.60	—	—	—	—	—	—
7月 19 日 8:00	1.90	0.05	0.01	—	—	—	—
8:40	1.75	0.15	0.05	1.5	0.20	7.5	110.5
9:50	2.50	0.30	0.11	4.1	0.40	10.3	82.6
10:10	3.45	△0.40	0.15	2.4	0.48	5.0	103.2
11:00	1.95	0.25	0.08	3.6	0.30	12.0	79.2
13:00	1.30	△0.15	0.03	—	—	—	—
7月 20 日 7:00	0.55	—	—	—	—	—	—

(△: 数は非常に少ない)

て計算された Q_{bc} が示されている。この表において、観測値 Q_b と計算値 Q_{bc} を比較すると、7月7日の流砂量がほぼ同様の値を示すのに対して、7月8日以後のものは、計算値が非常に大きな値を示している。これは計算に用いられた平均粒径 d_m がアーマコートの形成されていない河床の粒径分布 $f_d(d)$ から得られたことによるものと考えられる。つまり、7月7日の時点において流路変動あるいは局所的な溪岸侵食による砂礫が輸送されたが〔図4-14の(Ⅲ)または(Ⅳ)〕、その後、流路が安定してアーマコートの形成過程が進行し、7月8日の時点において、観測された流砂が非常に少ないことの理由として、河床のアーマコートが形成される直前の状態にあった〔図4-14の(Ⅰ)〕ものと考えられる。

そこで、7月8日以後の流砂現象について、河床にアーマコートが形成されたものとして流砂量を計

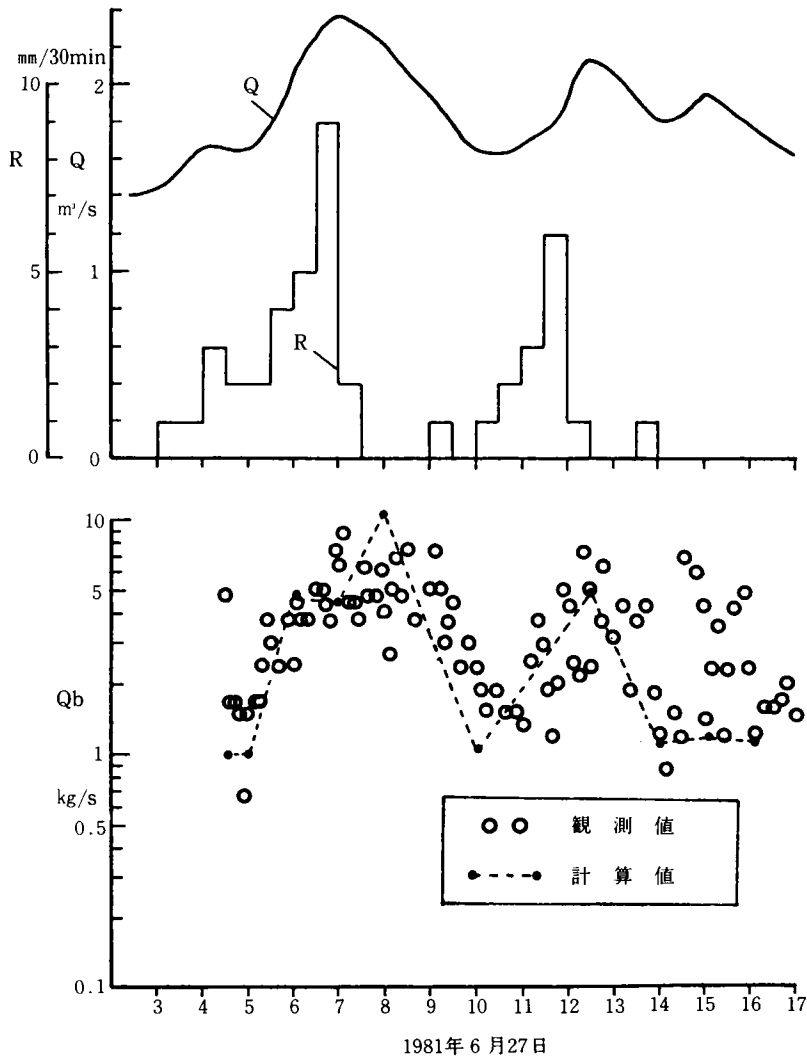


図4-18 足洗谷本川における流量と流砂量
(点線は計算値)

算してみよう。7月8日以後の河床材料の粒径は、図4-17に示されるアーマコートの平均粒径35 cmを用いることにして、計算を行った結果、実測値に近い流砂量が得られ、アーマコートの形成がほぼ完了する時点にあったとする考えを満足するもので、流れや河床の条件を的確に評価することによって、上記の流砂量式が山地河川に十分適用できることが明らかとなった。

ついで、アーマコートが形成された河床における流砂の実態をみると、図4-18に示されるように、ほぼ流量に対応している。この時点の流路形態ならびに初期河床の粒径分布は図4-19および図4-20に示すとおりである。

図4-19において、流量 Q と流路幅 B の関係をみると、レジーム論で説明される $B=aQ^{1/2}$ の関係が全体的な傾向として成り立つが、図中の(5)、(6)、(7)および(11)が同じ流量であっても流路幅が異なっており、流路の断面形が異なっていることが考えられる。

河床砂礫の粒径は図4-20に示すように、溪岸の土石流堆積物に比較して大きくなっており、その平

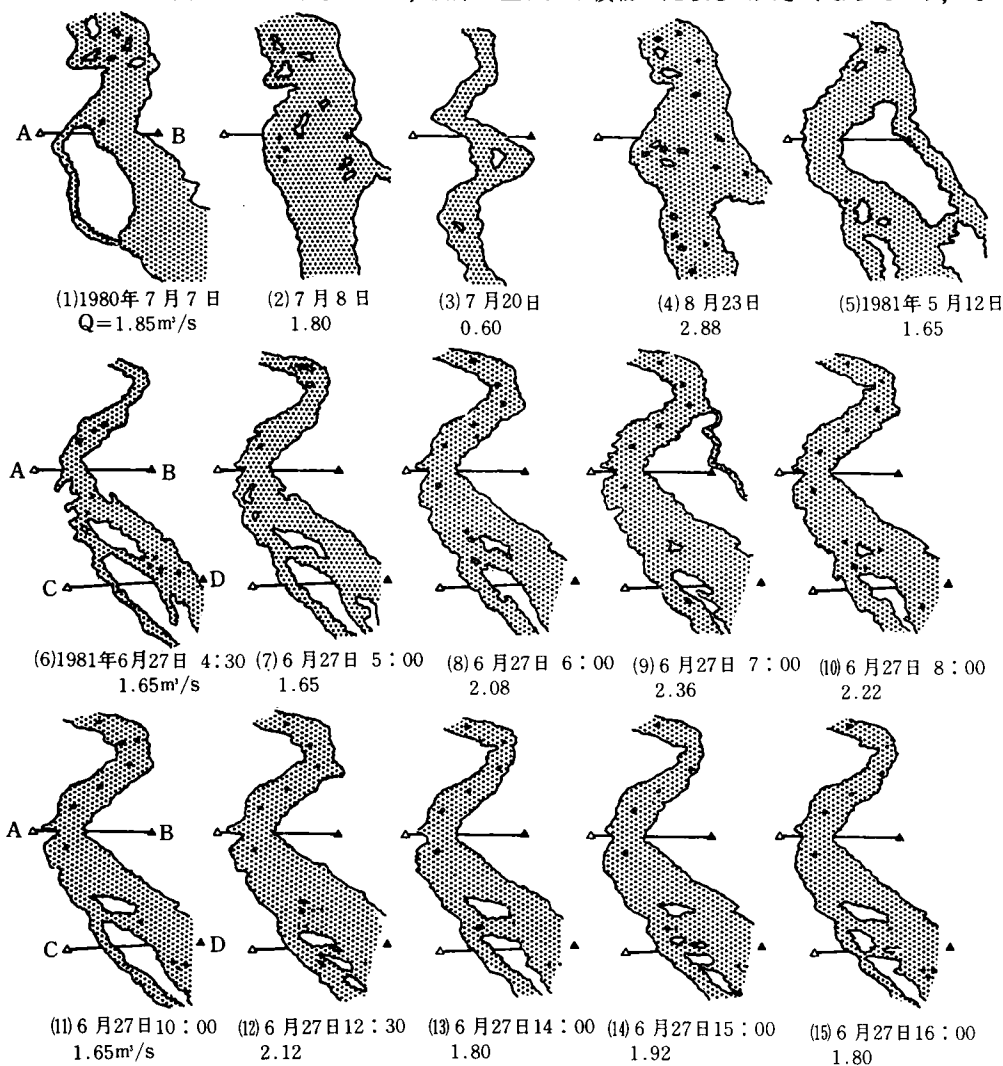


図4-19 足洗谷本川における流量と流路形態

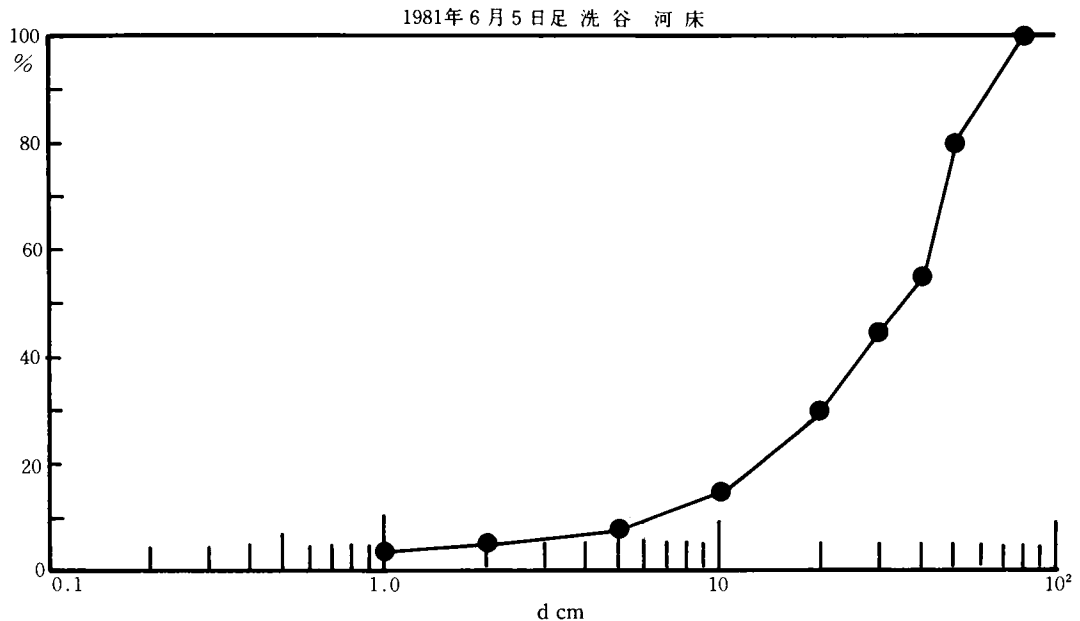


図4-20 足洗谷本川の河床のアーマコートの粒径分布

均粒径は約35cmとなっている。ここでも、前回と同様に流れの状態、河床砂礫の状態などを考慮して流砂量式によって流砂量を求めているが、その結果は観測値とほぼ同様の値を示している。

なお、流砂量の計算において、流路幅はVTRの映像から読み取られたもの、河床勾配はシュート・プールのプール部分の勾配1/20を用いている。また、流砂の形態については、観測された流出礫の最大粒径は約40cmで、河床のアーマコートの破壊が発生していないものと考えられる。さらに、流路の大きな変動も認められないことから、流量の増加による局所的な溪岸の侵食による砂礫が流出しているものとする。

以上のように、実河川における流れの状態や河床状態を的確に把握することによって、従来の流砂量式の山地河川への適用が可能である。しかし、現実の課題として、流砂量を予測しようとする場合、時々刻々と変化する流れや河床状態をどのように把握するかということが残されている。

第4.5節 結 語

山地河川において、従来の流砂量式を用いて河道を輸送される土砂量を求める場合、河道の形態やそれによって発生する流れの特性を具体的に明らかにすることが必要である。

本章においては、山地河道が多種多様に変動する過程において土砂輸送にどのように関与しているか

を明らかにするために、観測成果を中心に若干の考察を行った。その結果を要約して結語とする。

山地河道は平野部と異なり、その形態は非常に複雑であり、河道はブルとシュートが交互に連続して階段状となっている。このような河道の特性が巨礫の組み合わせによって形成されていることなど、その実態を明らかにした。

一方、山地河道の変動は顕著であって、土石流や洪水の発生によって新たな河道が形成されることも多く、このような河道の変動の実態を、河道調査やVTRによる動態観測によって明らかにし、その変動幅などの特性を明らかにした。

ついで、上記の山地河道の形態および河道における流れの状態、流路の形成過程などから、掃流砂の移動形態の領域区分を行ない。それぞれの移動機構について考察を行っている。

山地河道において、掃流による砂礫の移動形態は、次のような領域に区分される。Ⅰ：河床のアーマコートの破壊がなく、上流から供給された砂礫のみが、河道の輸送能力に応じて移動する。Ⅱ：河床のアーマコートが破壊され、河床を構成する砂礫が移動する。Ⅲ：溪岸侵食によって溪岸を構成する砂礫が河道を移動する。Ⅳ：流路変動によって新たな河床の砂礫が移動する。

以上の各領域において、流砂量は、Ⅰではシュート・ブルからなる河道をモデル化することによって、Ⅱ～Ⅳについては、流路の全水面幅の約 $1/3$ を主流幅とし、流量に応じて水面勾配を変化させるなど、河道形態と流れの状態を考慮することによって、従来の流砂量式が山地河川の流砂量の予測に適用できることを明らかにした。

参 考 文 献

- 1) 沢田豊明・芦田和男・高橋 保：山地河道の変動と砂礫の流出に関する研究，第26回水理講演会論文集，1982年，pp 105～110。
- 2) Sawada T., K. Ashida and T. Takahashi : Relationship between channel pattern and sediment transport in a steep gravel bed river, Z. Geomorph. N. F. Suppl - Bd. 46, 1983年, pp 55～66.
- 3) Leopold, L. B. and Maddock, T.: Hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications. Geological survey, Professional Paper 252-D 1953.
- 4) Lane, E. W.: Design of stable channels, Trans. ASCE Vol. 120, 1955, pp 1234～1279.
- 5) Acker, P. and Charlton : Dimensional analysis analysis of alluvial channels with special reference to meander length, Journal of Hydraulic Reserch, Vol. 2, 1970, pp. 287～315.
- 6) Sukegawa, N. : On the formation of alternate bars in straight alluvial channels, JSCE, Vol. 2, part 2, 1970.
- 7) 池田 宏：実験水路における砂礫堆とその形成条件地理学評論，46-7，1973. pp. 435-451.

- 8) 岸 力・黒木幹男・今泉正次：拘束蛇行流に関する実験的研究，土木学会第30年次学術講演概要集，1975，II-169.
- 9) 平野昌繁：斜面形を中心とする河川小流域の地形解析，地球科学，22，1968年，pp.147～155.
- 10) 水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会：移動床流れにおける河床形態と粗度，土木学会論文報告集第210号，1973年，pp.65～77
- 11) KELLER, E. A. and W. N. MELHORV: Rhythmic spacing and origin of pools and riffles. Geol. Soc. Amer. Bull. , 89, 1978年，pp.723～730
- 12) 芦田和男・江頭進治・安東尚美：階段状河床形の形成機構と形状特性に関する研究，第28回水理講演会論文集，1984年，pp.743～749
- 13) 芦田和男・高橋 保・水山高久：山地河川の掃流砂量に関する研究，新砂防，107号，1978年，pp. 9～17
- 14) 芦田和男・高橋 保・水山高久：急勾配水路における混合砂礫の移動限界掃流力に関する研究，新砂防，103，1977年，pp.6～13

第5章 土石流の発生と流出・堆積過程 に関する研究

第5.1節 概 説

水と土砂れきによる災害の中で、特に人命損失の占める割合が大きいものとして土石流によるものがある。このような災害の特徴は、発生が局地的であるにもかかわらず、その破壊力が非常に大きいことや、流下速度が非常に大きく避難が困難であることなどに起因している。

したがって、土石流による災害を防止・軽減するためには、土石流の発生場所、発生降雨量、土石流の規模、流下範囲などを予測する必要がある。そのためには、土石流が発生する場の条件および発生¹⁾の引き金となる降雨条件などを明らかにしなければならない。現在、このような土石流に関する研究は、既住の土石流の調査を主体としたもの、土石流の多発地における観測を主体としたもの、および実験を主体としたものに分けられ、それぞれ次に述べるような特徴を有している。

既住資料による研究は、多種多様な土石流に関する資料が得られる反面、その内容や精度が不揃いであって、定量的な考察が困難である場合が多い。一方、観測による研究は、現地において土石流に関する諸量を測定するものであって、目的に応じて詳しく調べることができる。しかし、このような観測例は比較的少ないので、地域の特性を正しく評価することがむずかしく、観測成果を他の地域に適用するためには多くの問題がある。さらに、実験的研究は、実験の条件を設定することによって、系統的に土石流の特性を明らかにすることが可能であるが、実験条件を的確にとらえているかという点、つまり、実験的研究成果を現地に適用するために、現地の条件を的確に評価することが困難である。

以上のように、各研究方法には一長一短があるが、それらの成果を総合することによって、土石流に関する諸特性が明らかにされるものとする。本章における研究は、観測成果に基づくものであるが、成果をまとめる段階において、とくに理論的・実験的研究成果に拠るところが多い。まず、第2節において、土石流の発生に関して、土石流発生モデルに基づいて発生場の条件や降雨条件について考察を行っている。第3節において、発生した土石流の流出と堆積過程を河床条件に基づいて検討している。第4節において、土石流の流出によって発生する河床変動について考察を行っている。

第5.2節 土石流の発生

5.2.1 土石流の発生モデル

土石流は非常に複雑な現象であるから、その発生に内在する力学的な機構を解明するためには、その現象を単純化したモデルに基づいて観測および調査結果を検討することが必要である。また、土石流は水と土砂れきが一体となった現象であって、水と土砂の収支を考慮した土石流の発生モデルが必要である。

土石流の発生原因にはいろいろあるが、溪床堆積物の流動化に基づく土石流は約 15° 以上の勾配を有

する堆積層に水が加わり、堆積物の破壊条件が満足されることによって発生するとされている。²⁾ここに、堆積層は溪岸の崩壊によって河床に堆積したものとし、水は降雨によってもたらされたものとするれば、水と土砂の収支からみた土石流の発生モデルは図 5-1 のように示される。この図は土石流の発生流域を流出の場の状態から、表面流出生起場と非発生場に分けており、流域 $A_1 \cdot A_2$ における表面流出生起場は、表面流出生起場率 $F_1 \cdot F_2$ によって、それぞれ $F_1 \cdot A_1$ 、 $F_2 \cdot A_2$ のように表わすことができる。したがって、同じ降雨量が流域内にもたらされても、表面流出生起場率が大きいものほど表面流が多く、土石流が発生しやすい傾向となる。また、土石流の発生地点より上流の流域面積は、河床堆積物の堆積勾配が 15° 以上であるという条件から、比較的小さい流域 (1 km^2 以下) が大半である。また、土石流発生地点における降雨到達時間も 30 分程度

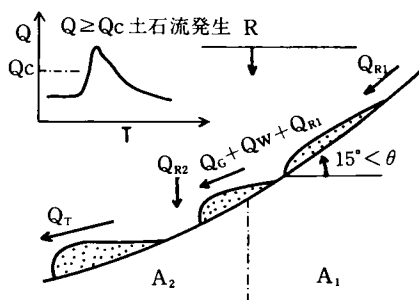


図 5-1 土石流の発生モデル

度と比較的短く、ここに、降雨到達時間を 30 分とすると、土石流発生域 A_1 のピーク流量 Q_p が土石流発生の限界流量 Q_c になるような降雨量 R_{30} ($\text{mm}/30 \text{ min}$) は (5-1) 式のように表わすことができる。

$$Q_c = \frac{1}{3.6} F_1 \cdot A_1 \cdot R_{30} \times 2 \dots\dots\dots (5-1)$$

$$A_1 (\text{km}^2), R_{30} (\text{mm}/30 \text{ min}), Q_c (\text{m}^3/\text{s})$$

そこで、式 (5-1) を満足するような降雨量 R_{30} をここでは限界降雨量と呼ぶことにする。したがって限界降雨量 R_{30} は限界流量 Q_c 、表面流出生起場率 F および流域面積 A などの地域特性によって支配され、このため土石流の発生降雨量は地域的・経年的に異なるものとする。

以上のように、土石流の発生は場の条件と流量によって支配されるが、つぎに、限界流量の発生に關与する出水の特性について、図 5-1 の土石流の発生モデルに基づき検討してみよう。

図 5-1 において、 Q_{R1} および Q_{R2} はそれぞれ流域 1 および 2 より流出する表面流出量、 Q_G および Q_W は土石流となって流出する土砂量および河床堆積層の飽和水量による流量、 Q_T は観測地点を流下する土砂および水の総量 (土石流の流量) である。以上の諸量をもとに、土石流が発生した場合と発生しない場合に分けて、観測結果に基づいて流域の表面流出生起場率を検討することができる。

(a) 土石流が発生しない場合

土石流が発生しない場合の Q_T 、 Q_{R1} 、 Q_{R2} は次のように表わすことができる。ただし、ここでは土石流が発生しない洪水による流砂量は少ないものとして無視している。

$$Q_T = Q_{R1} + Q_{R2} \dots\dots\dots (5-2)$$

$$Q_{R1} = \frac{1}{3.6} F_1 \cdot A_1 \cdot R_{30} \times 2 \dots\dots\dots (5-3)$$

$$Q_{R2} = \frac{1}{3.6} F_2 \cdot A_2 \cdot R_{30} \times 2 \dots\dots\dots (5-4)$$

$$Q_T = \frac{R_{30} \times 2}{3.6} (F_1 \cdot A_1 + F_2 \cdot A_2) \dots\dots\dots (5-5)$$

とくに、 $F_1 = F_2 = F$ とすると、式(5-5)は式(5-6)のようになる。

$$F = \frac{1.8 Q_T}{(A_1 + A_2) R_{30}} \dots\dots\dots (5-6)$$

したがって、土石流が発生しない場合の F の値は式(5-6)によって求めることができる。なお、流域面積が広い流域では降雨強度として30分間雨量 R_{30} と異なった値を用いる必要があるので、この点を考慮しなければならない。

(b) 土石流が発生した場合

土石流が発生した場合、土石流発生場の堆積層中の飽和含水率 λ_0 と土石流中の水の割合 λ が問題となるが、それらは次のように表わされる。

$$\lambda_0 = \frac{Q_W}{Q_G + Q_W} \dots\dots\dots (5-7) \qquad \lambda = \frac{Q_W + Q_{R1}}{Q_G + Q_W + Q_{R1}} \dots\dots\dots (5-8)$$

また、土石流発生時の Q_T 、 Q_{R1} および Q_{R2} は次のように表わすことができる。

$$Q_T = Q_{R2} + Q_G + Q_W + Q_{R1} \dots\dots\dots (5-9)$$

$$Q_{R1} = \frac{1}{3.6} F_1 \cdot A_1 \cdot R_{30} \times 2 \dots\dots\dots (5-10)$$

$$Q_{R2} = \frac{1}{3.6} F_2 \cdot A_2 \cdot R_{30} \times 2 \dots\dots\dots (5-11)$$

そこで、 Q_G および Q_W は式(5-7)および(5-8)を展開し、 Q_{R1} で整理すると、次のように表わすことができる。

$$Q_G = \frac{(1 - \lambda)(1 - \lambda_0)}{\lambda - \lambda_0} Q_{R1} \dots\dots\dots (5-12)$$

$$Q_W = \frac{(1 - \lambda)\lambda_0}{\lambda - \lambda_0} Q_{R1} \dots\dots\dots (5-13)$$

したがって、 Q_T は式(5-12)および(5-13)を式(5-9)に代入することによって式(5-14)のように表わされる。

$$Q_T = Q_{R2} + \frac{1 - \lambda_0}{\lambda - \lambda_0} Q_{R1} \dots\dots\dots (5-14)$$

とくに、 $F_1 = F_2 = F$ のとき、 Q_T は式(5-10)、(5-11)および(5-14)より式(5-15)のように表わされる。

$$Q_T = \frac{2 R_{30}}{3.6} F (A_2 + \frac{1 - \lambda_0}{\lambda - \lambda_0} A_1) \dots\dots\dots (5-15)$$

以上のように、流域の場の条件の1つである堆積層の含水率を考慮することによって、土石流の水収支に関するモデルを提案した。次節では、上記のモデルにもとづいて、観測された Q_T および R_{30} の値を用いて、土石流発生域における表面流出発生起場率 F に関して検討を行っている。

5.2.2 土石流発生場の条件

土石流のような集合運搬が発生する条件として堆積層の勾配が支配的であることが従来の研究によって明らかにされており、粘着力が無視できるような堆積層における土石流発生²⁾の最小勾配は高橋によって

$$\tan \theta = \frac{C^*(\sigma - \rho)}{C^*(\sigma - \rho) + \rho(1 + 1/\kappa)} \tan \phi \cdots \cdots (5-16)$$

で与えられている。ここに、 C^* ：堆積層の容積濃度、 σ ：砂れきの密度、 ρ ：水の密度、 ϕ ：内部摩擦角、 κ ：流動堆積層の厚さに対する表流水深の比である。いま、ここに、 $C^* = 0.6$ 、 $\kappa = 1$ 、 $\tan \phi = 0.8$ 、 $\sigma = 2.6 \text{ g/cm}^3$ 、 $\rho = 1.0 \text{ g/cm}^3$ を式(5-16)に用いると、土石流発生の最小勾配は $\theta = 14.5^\circ$ となり、既往資料などから知られている土石流発生勾配(約 15°)とほぼ一致する。

一方、粘着力の小さい土砂れきが 15° 以上の勾配で堆積しているところで、土石流が発生するためには、堆積層の上に表面流が発生しなければならない。高橋の実験的研究によって、河床こう配 15° 以上、 $h_o/d > 1.4$ (h_o ：水深、 d ：河床砂れきの平均粒径)の条件を満足する場合に土石流が発生する。表面流水深 h_o と流量 Q の関係は

$$Qc = B h_o V \cdots \cdots (5-17)$$

$$V = \sqrt{\frac{8}{f} g h_o \sin \theta} \cdots \cdots (5-18)$$

の関係と、実験的に $11^\circ < \theta < 25^\circ$ において、 $f = 1.12 \sin \theta$ という関係が認められていることから、

$$h_o^3 = 0.14 Q^2 / g B^2 \cdots \cdots (5-19)$$

のように表わすことができる。したがって、土石流発生条件 $h_o > 1.4 d$ から、その限界流量 Q_c は、

$$Q_c > 4.43 g^{\frac{1}{2}} B d^{\frac{3}{2}} \cdots \cdots (5-20)$$

のように表わすことができる。ここに、 B ：河幅、 g ：重力加速度である。

以上のように土石流の発生限界流量 Q_c は、河床の粒径 d および河幅 B に支配される。したがって、ある定められた河道区間においては、河床砂れきの粒径の変化は小さいので、場の条件として、特に河幅の変化が大きく影響する。一般に山地河川の横断形状は図5-2のようになっており、河床堆積層が厚いほど、浸透流での流下能力が大きくなって、表面流が現われにくくなる上に、河幅が広くなり、土石流発生の限界流量は大きくなり、土石流が発生しにくくなるが、土石流が発生すれば、その規模は大きくなる可能性がある。

同一場で土石流発生限界流量が異なることが多いが、その原因の1つとして、このような河床堆積量の変化が考えられる。

5.2.3 土石流発生の降雨流出条件

土石流の発生に関与する外力として、最も一般的なもののは降雨である。降雨による堆積層の含水率の増加と表

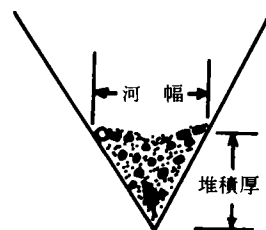


図5-2 山地河道の模式断面

面流の発生は、降雨の特性と場の条件によって支配されるが、降雨による短期流出量 Q (m^3/s) は、

$$Q = \frac{1}{3.6} f \cdot R \cdot A \dots\dots\dots (5-21)$$

のように表わすことができる。ここに、 f ：流出係数、 R (mm/hr)：降雨到達時間内の降雨強度、 A (km^2)：流域面積である。

前述したように、土石流発生の限界流量 Q_c は河床条件である河幅 B および河床砂れきの粒径 d が与えられれば求められる。

したがって、土石流発生の限界雨量は流域面積 A と流出係数 f が与えられれば、式 (5-21) から求めることができる。しかし、流出係数 f は連続雨量および降雨強度によって変化し、さらに、地表の条件によっても異なるので一義的に求めることが困難である。

ところで、土石流の降雨条件である f と R の積は、

$$f \cdot R = \frac{3.6}{A} \cdot Q_c \dots\dots\dots (5-22)$$

のように、土石流発生の限界流量 Q_c と流域面積 A によって求めることができる。つまり、流出係数 f と降雨強度 R の積は、流域面積、河幅、河床砂れきの粒径によって与えられる地域性を表わすもので、土石流発生の降雨条件が地域性を示す事実を説明するものである。

5.2.4 降雨強度と表面流出生起場率

土石流発生の限界雨量は、前述したように河床条件による限界流量と表面流出生起場率（流出係数）から求めることができる。しかし、表面流出生起場率 F は、降雨の状態によって異なっており、それらの関係を足洗谷支流の白水谷について検討してみよう。図 5-3 は土石流が発生したものについて白水谷

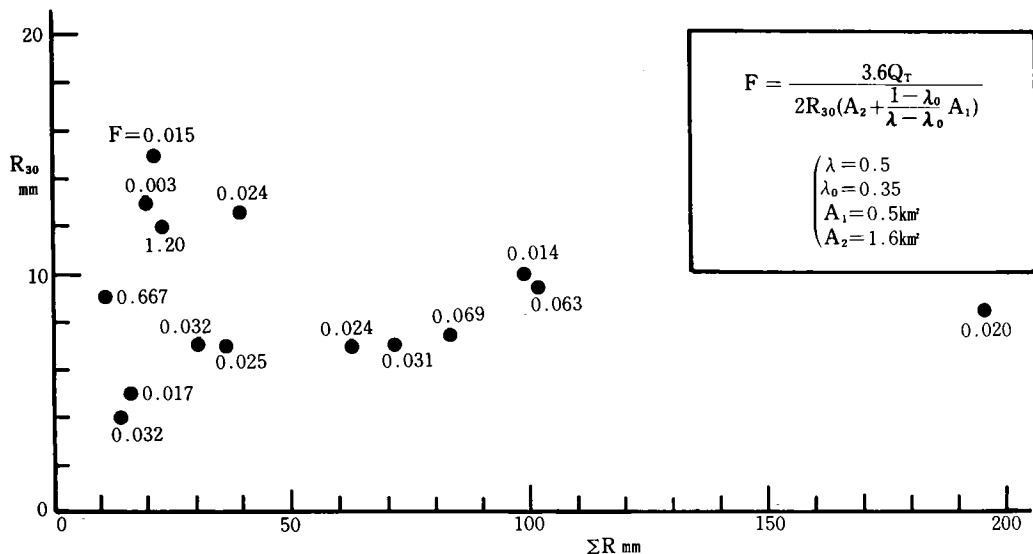


図 5-3 連続雨量、降雨強度と表面流出生起場率 (F) の関係 (白水谷流域)

における連続雨量（無降雨6時間以内）と降雨強度（30分間）の関係において表面流出生起場がどのようになっているかを示したものである。この図からも明らかなように、降雨強度や連続雨量と表面流出生起場率の間には明瞭な関係は認められない。しかし、降雨特性の評価法によっては表面流出生起場率の関係が明らかになることも考えられ、このような降雨特性の評価は今後の重要な課題である。

一方、足洗谷流域において観測された土石流の発生時の降雨強度と連続雨量の関係は、図 5-4 に示

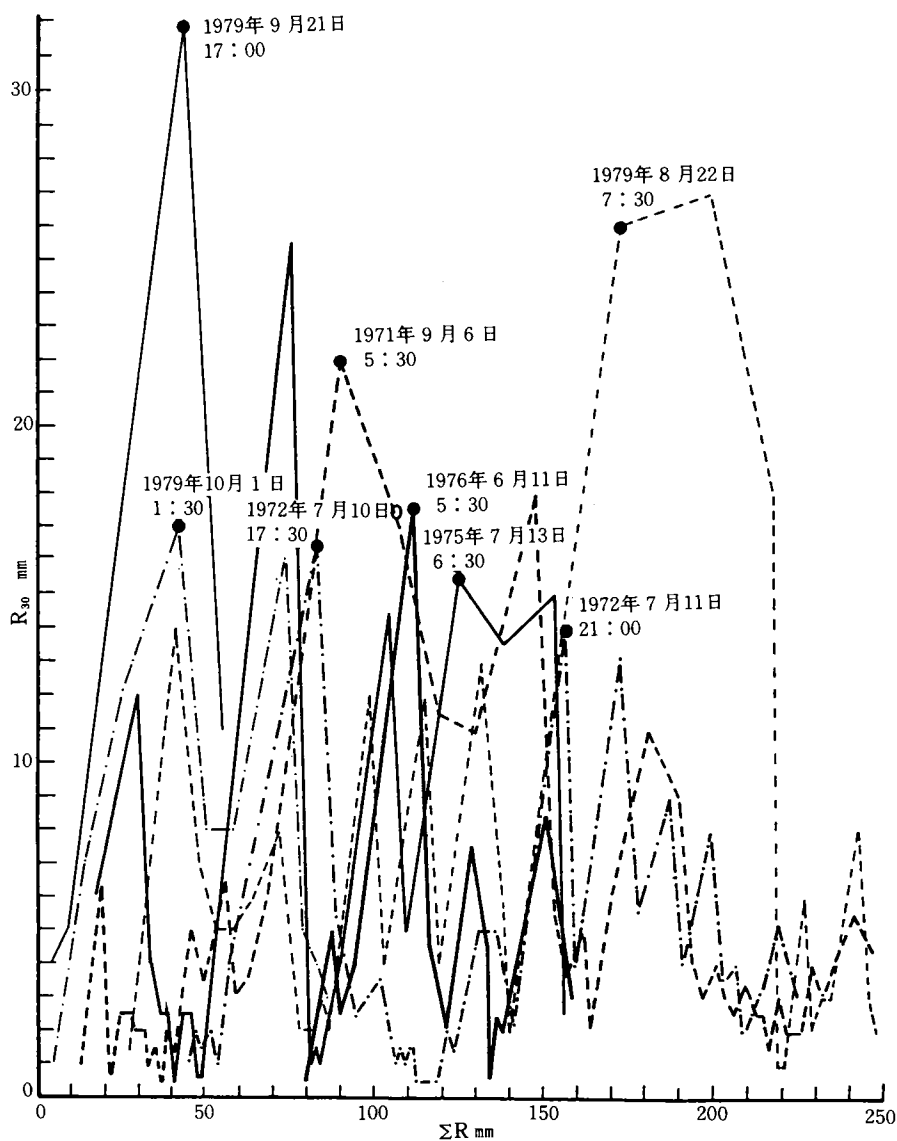


図 5-4 土石流発生時の降雨強度 (R_{30}) と連続雨量 (ΣR) の関係

すとおりで、土石流の発生が降雨強度に支配される傾向が認められる。

ここに、連続雨量の影響が無視できるものとして、足洗谷上流の土石流発生域について、河幅を2 m、砂れきの粒径を0.1 mとすれば、式(5-20)より限界流量は $0.88 \text{ m}^3/\text{s}$ となり、流域面積が 0.2 km^2 の流域では、式(5-22)の関係から、降雨強度(30分)と流出係数の積が約16以上でなければならないことになる。しかし、従来の観測結果では降雨強度と流出係数の関係が不明確であって、この関係から直ちに土石流の発生降雨量を求めることはできない。

以上のように、土石流の発生に関与する場の条件や降雨特性を正しく評価することは非常に困難である。とくに、土石流発生降雨量が地域性を示す例は多く、土石流の多発地である桜島、焼岳、立山などは少ない降雨量で土石流が発生している。なお、土石流の発生が少ない地域では既往最大降雨量で発生していることが多い。このような事実は、前者において土砂生産が著しく河床堆積層が十分に存在すること、さらに、土砂れきの堆積が進行中で、堆積層が軟弱であることが支配的な要因であることを示すものであろう。

5.2.5 土石流の最大流量

土石流はその破壊力が大きいことから、総流出量と同時に最大流量を予測することが重要な課題となっている。しかし、土石流の最大流量の観測例は少なく、また、土石流の痕跡から流量を推定しようとする場合、元河床の形状が不明であったり、最大痕跡が最大流量発生時の痕跡と一致しないことも多く、痕跡調査による土石流の最大流量は一般に過大に評価されることが多い。

一方、かなりの精度で観測された流量でも非常に大きな値を示すことが土石流の特徴となっている。このことは、式(5-15)に示されるように、土石流が発生した場合、堆積層に含まれる水と表面流によって供給される水が土石流に含まれ、土石流の総流量 Q_T は堆積層の飽和含水率 λ_0 と土石流の含水率 λ によって

$$Q_T = \frac{1 - \lambda_0}{\lambda - \lambda_0} Q_p \dots\dots\dots (5-23)$$

のように表わすことができ、水の場合の数倍となる。仮に、 $\lambda_0 = 0.35$ 、 $\lambda = 0.5$ とすれば、土石流の総流量は水の場合の約4.3倍となる。なお、 λ の値が λ_0 の値に近づくほど、その値は大きくなり、堆積層の勾配が急な実験水路において、給水量の約20倍の総流量が発生している実験結果もある。

そこで、1978年7月9日、足洗谷に発生した土石流について $A_1 = 0.325 \text{ km}^2$ 、 $A_2 = 6.175 \text{ km}^2$ 、 $\lambda_0 = 0.35$ 、 $\lambda = 0.60$ 、 $R_{30} = 20 \text{ mm}$ として、観測された最大流量 $11.7 \text{ m}^3/\text{s}$ を用いて、式(5-15)から F の値を求めると約0.15となる。しかし、この値は流域全体の F の値が等しいものとして得られたものであって、 A_1 の面積が A_2 の流域面積に比較して非常に小さい今回のような場合は、合流する各支川の F の値を考慮する必要がある。

この出水に対して深谷観測地点より上流のヒル谷(フロート式水位計)および黒谷(8 mm インターバルカメラ)において流量観測が行われており、これらの観測値を用いて、黒谷流域およびヒル谷流域の F の値を求めると、黒谷は0.21、ヒル谷は0.01となる。このように流域によって F の値に差が生じ

る原因として、黒谷とヒル谷の裸地面積率の差が考えられる。ちなみに、それぞれの裸地面積率は、黒谷が約18%，ヒル谷が約1%である。ここで、注目すべき点として、今回の出水において、 F の値が流域の裸地面積率にほぼ等しいことが

表5-1 足洗谷の各支川の裸地面積率と流量

認められる。そこで、表5-1に示す各支川の裸地面積率を F の値として、各支川の流量を求めてみると、割谷が約 $0.56 \text{ m}^3/\text{s}$ 、硫黄谷が $0.20 \text{ m}^3/\text{s}$ 、白水谷の土石流発生域を除く地域からの流量が $1.17 \text{ m}^3/\text{s}$ 、さらに、足洗谷本川の残流域が $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。これらの流量の総和に、黒谷の $2.8 \text{ m}^3/\text{s}$ とヒル谷の $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量を加えると、土石流発生域以外からの総流出量は $5.03 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。したがって、白水谷東部支谷に発生した

	流域面積	裸地面積率	流 量
割 谷	1.11 km^2	4.5 %	$0.56 \text{ m}^3/\text{s}$
硫 黄 谷	0.93	1.9	0.20
白水谷 { 白水谷 (土石流発生域)	0.44	31.5	6.67
白水谷 { 白水谷 (土石流流下域)	0.73	14.4	1.17
黒 谷	1.20	18.1	2.80
ヒ ル 谷	0.85	0.9	0.10
足洗谷 (試験流域)	6.50	5.3	11.70

土石流の流量は、深谷観測地点における流量 $11.7 \text{ m}^3/\text{s}$ から上記の流量 $5.03 \text{ m}^3/\text{s}$ を差し引くことによって、 $6.67 \text{ m}^3/\text{s}$ という値を得る。

一方、白水谷東部支谷に発生する土石流の流量は、この流域の裸地面積率約69%を F の値とし、式(5-15)において、 $A_1=0.325 \text{ km}^2$ 、 $A_2=0$ 、 $\lambda_0=0.35$ 、 $\lambda=0.6$ 、 $R_{30}=20 \text{ mm}$ とすれば、約 $6.5 \text{ m}^3/\text{s}$ という値が得られる。この値が上記の方法によって求められたものにほぼ等しいことから、前述の F に関する仮定や土石流に関する水収支モデルがほぼ妥当なものと考ええる。

なお、この議論で用いた $\lambda=0.6$ ($Cd=0.4$)は、土石流の濃度を与える

$$Cd = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \dots \dots \dots (5-24)$$

において、 $\sigma=2.65$ 、 $\rho=1.3$ 、 $\tan \phi=0.9$ 、 $\theta=15^\circ$ とすれば、 $Cd=0.408$ ($\lambda=0.592$)となることから、ほぼ妥当なものと考えられる。

第5.3節 土石流の流出・堆積過程

5.3.1 土石流の流動形態

最近8mmカメラやテレビカメラなどによる土石流の流動形態に関する映像が得られるようになり、その流動中の実態は徐々に明らかにされてきた。しかし、土石流の流動機構を力学的に議論するために必要な流動層の厚さ、砂礫の粒径分布、土砂れきの濃度、流動の勾配、流動速度などに関して現在得られている資料は非常に不十分なものである。また、土石流を高濃度の集合運搬流動と定義しても、現実の問題として、土石流に連続して多量の流砂が掃流あるいは浮流形態で発生しており、土石流と後続の

洪水流を区分することは困難である。

ここでは、土石流の先端部の運動とともに、それを含む一連の洪水流の挙動を明らかにするために、土石流の通過後の河床形態、堆積砂礫の粒径分布などの調査結果と水位や流速などの観測結果に関して若干の考察を行っている。

1975年7月13日に発生した土石流について、土石流発生前後の降雨量や土石流の流動状態などをまとめると次のようである。

降雨は7月10日から12日までに約100 mmで、その間の最大降雨強度は約15.5 mm/hrであった。13日になって約27 mm/hrの豪雨が発生し、その豪雨の約3時間後の6時から7時の間に約29 mm/hrの豪雨が発生している。この降雨のハイドログラフは図5-5に示すとおりである。なお、7月13日の流量は図2-54に示されている。

この試験流域出口の観測用水路において流砂が認められるのは、流量が約1 m³/sを超えてからで、13日の1時頃から流砂量が急激に増加し、2時頃には水路床にある流砂の取り入れ口がつまり、それ以後、流砂量の計測は不可能となった。しかし、この時点では水路床には土砂の堆積は認められなかった。

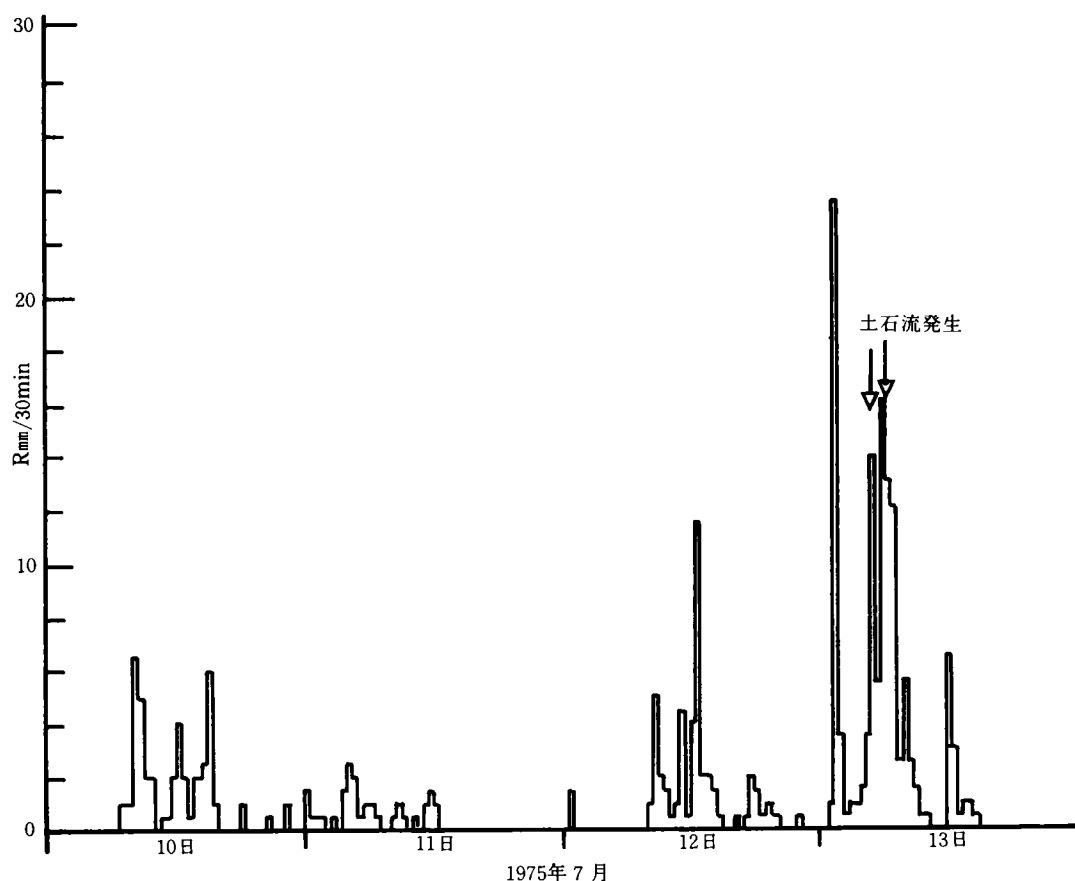


図5-5 土石流の発生までの雨量分布

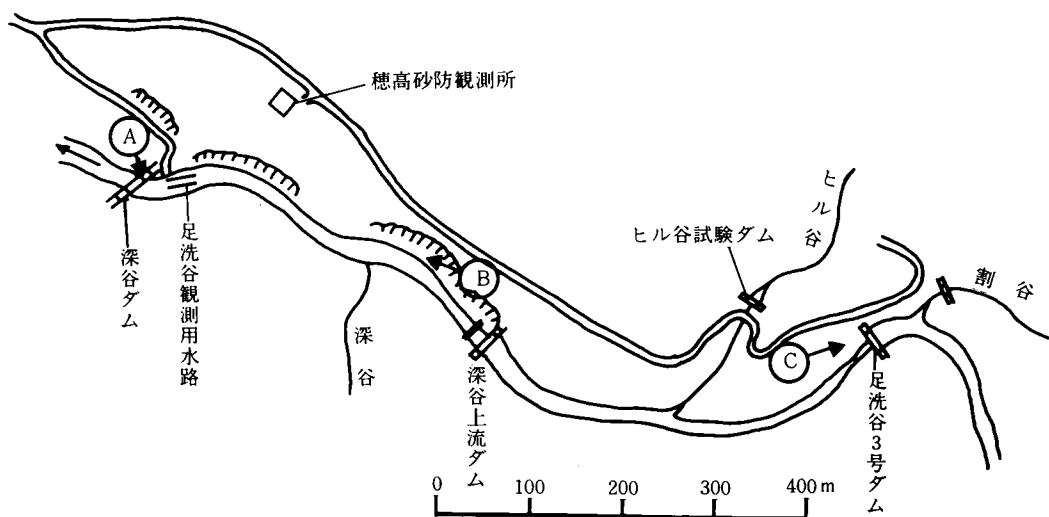


図 5-6 観測地点の概要と写真撮影地点

以下、時間の経過に従って足洗谷本川の流れの状況を説明する。なお、対象地域は図 5-6 に示す範囲である。

4 時 40 分頃：未舗装の道路には大きな水たまりが発生し、その一部は川のような状態となっている。また、道路に面した 5～10 m の崖からは最大径 50 cm 程度の礫が落下している。観測用水路における流れの状態は大きく変化しており、水路上流端には直径 20～30 cm、長さ 7～8 m の樹木が右岸より落下して、水路を塞ぐように倒れており、水路床には直径 50 cm 程度の礫が数個堆積し、流れは水路の左岸側半分を流れ、流れの中心では水深が約 20 cm、流速が 4～5 m/s であった。水路の仮橋は正常に残っていた。左岸の泥水採水用ポンプは作動していた。

6 時 10 分頃：水路上流にあった倒木や仮橋が流失しており、水路床の堆積物も流出して水路床には堆積物は認められない。水路における水位は約 50 cm で流速は約 6 m/s であった。その他、水路の左岸（河床より約 1 m）に泥水採集用ポンプを置いていたが、約 1 m 下流へ移動しており泥水をかぶり使用不能となった。さらに、水路より約 10 m 下流に設けられた土橋の一部が流失していた。

6 時 28 分：観測所の超音波式水位計および掃流砂量計の記録計の時刻を点検した後、ヒル谷出口において流砂観測を続ける。

6 時 40 分：ヒル谷出口の流砂採集用のパイプの流砂取り入れ口がつまり、砂礫の除去作業を開始する。

6 時 45 分：取り入れ口の砂礫の除去作業中に足洗谷本川において礫のぶつかり合うような大きな音に気づき、すぐに足洗谷の様子を見に行く。そこで、足洗谷 3 号砂防ダムを流下する土石流を見る。土石流は砂防ダムの全幅（25 m）を流れており、移動最大礫は約 2 m である。

6時50分：深谷を流下する土石流を見る。土石流はダムの全幅（18m）を流れており、水深は約2mである。

7時5分：足洗谷3号ダムを通過する土石流を35mmカメラで撮影する。土石流はダムの全幅を流れている。

7時15分：深谷砂防ダムを通過する土石流を35mmカメラで撮影する。水深は約1.5m、流速は約6m/s、流れの幅は約18mで、流量は約160m³/sである。写真5-1は深谷砂防ダムを流下する土石流の状態を写したものである。

7時35分：深谷砂防ダムにおいて、水深は約0.5m、流速は約5m/s、流れの幅は約18mで、流量は約45m³/sである。写真5-2は深谷砂防ダムを流下する土石流の後続流の状態を示している。

7時45分：深谷砂防ダムにおいて、水深は約0.5m、流速は約4m/s、流れの幅は1部に堆積物が露出して約10mとなり、流量は約20m³/sである。

7時50分：深谷上流砂防ダムの下流付近では、左岸側に堆積が生じ、流路の分岐が生じている。直径1m程度の礫が転動しているが、その礫の約半分は水面に露出している。写真5-3は下流に向かって、その流れの状態を写したものである。



写真5-1 深谷砂防ダムを流下する土石流
（7時15分、図5-6のA地点）



写真5-2 深谷砂防ダムを流下する土石流の後続流
（7時35分、図5-6のA地点）



写真5-3 深谷上流砂防ダム下流における土石流の後続流
（7時50分、図5-6のB地点）

8時35分：深谷上流砂防ダム
の下流付近では、流路が複雑に分岐し、流路の変動は激しい。流路幅は最大時の約半分に減少している。流れの表面が比較的平坦であることから、流路床は比較的細粒径の土砂からなる平坦な移動床となっているものとする。なお、この時点における流路の状態は写



真 5-4 を示すとおりである。

写真 5-4 深谷上流砂防ダム下流における土石流の後続流
(8時35分, 図 5-6 の B 地点)

12時10分：流路の変動は少なくなりましたが、水面に大きな波が

形成されるようになり、河床に大きな礫が露出し、全体に河床の低下が生じている。流量は約 $10 \text{ m}^3/\text{s}$ で、採水による土砂濃度は約 5 % (重量) であった。

以上は、土石流が発生してから約 5 時間の流動状態について、観察結果を中心にまとめたものである。

について、現地調査などによる土石流の流動状態について検討する。7月13日に発生した土石流は堆積物の岩種および痕跡などから、黒谷、白水谷および割谷から発生していることが分かった。岩種によって土石流の流出経路の判別が可能であって、13日5時45分に足洗谷の深谷付近を通過した土石流は安山岩の礫のみであることから白水谷において発生したものと推定される。その後、6時46分に深谷を通過したものは蛇紋岩の礫を多量に含んでおり黒谷において発生したものとする。割谷において発生したものは、本川に合流してからの堆積状態が不明瞭であって発生順序などは分からない。

一方、足谷本川に沿って土石流の痕跡を示したのが図 5-7 である。この図に示された痕跡の高さは土石流通過後の最底河床を基準としたもので、元河床が現河床より高い傾向にあったようであり、この痕跡から直接に土石流の最大深を求めると過大に評価することになる。しかし、深谷砂防ダムと深谷上流ダムの間、中尾3号砂防ダムおよび足洗谷3号砂防ダムの痕跡については、元河床値から求められており、土石流の最大痕跡を示すものとする。

土石流はその流動に際して直進性が顕著であるとされているが、本流域においてもそのような特性が認められている。流路が蛇行している区間では、外岸側を侵食したり、土石流の一部が外岸にのり上げたりしている。そして、流動層の上面の位置は外岸側が高く、内岸側に低くなっていることが大きな特徴である。なお、このような土石流の流動を示す一例として、足洗谷3号砂防ダム右岸の袖を土石流が越流し、直径 1.3 m の巨れきを袖の上に残しているが、左岸の袖は越流した形跡は認められていない。この巨れきは、砂防ダム上流側の河床より約 3 m の比高に位置しており、単純に巨れきの運動エネルギーが位置エネルギーに変換したものとすると、この流速を概算すれば約 8 m/s となり、観測結果に近い値が得られる。また、この付近の河床こう配は約 $1/10$ であり、次式 $v = \sqrt{\frac{8}{f} \cdot g \cdot I \cdot R}$ において、 $f = 0.3$ 、 $I = 0.1$ および $v = 8 \text{ m/s}$ とすれば、水深 R はほぼ 2.5 m となり、痕跡および土石流発生前の河床断面

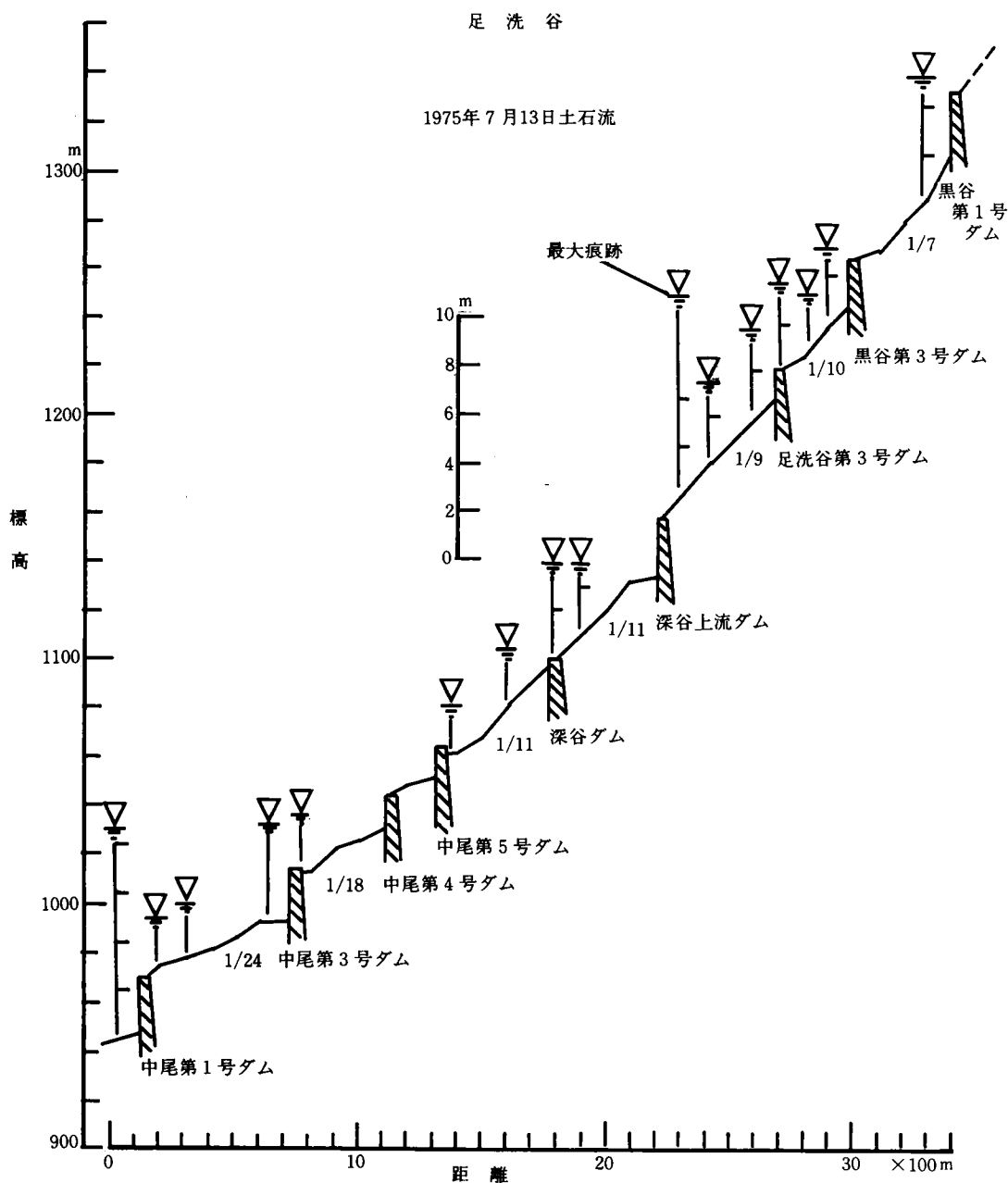


図 5-7 足洗谷本川における土石流の最大痕跡

から推定される値をほぼ満足している。

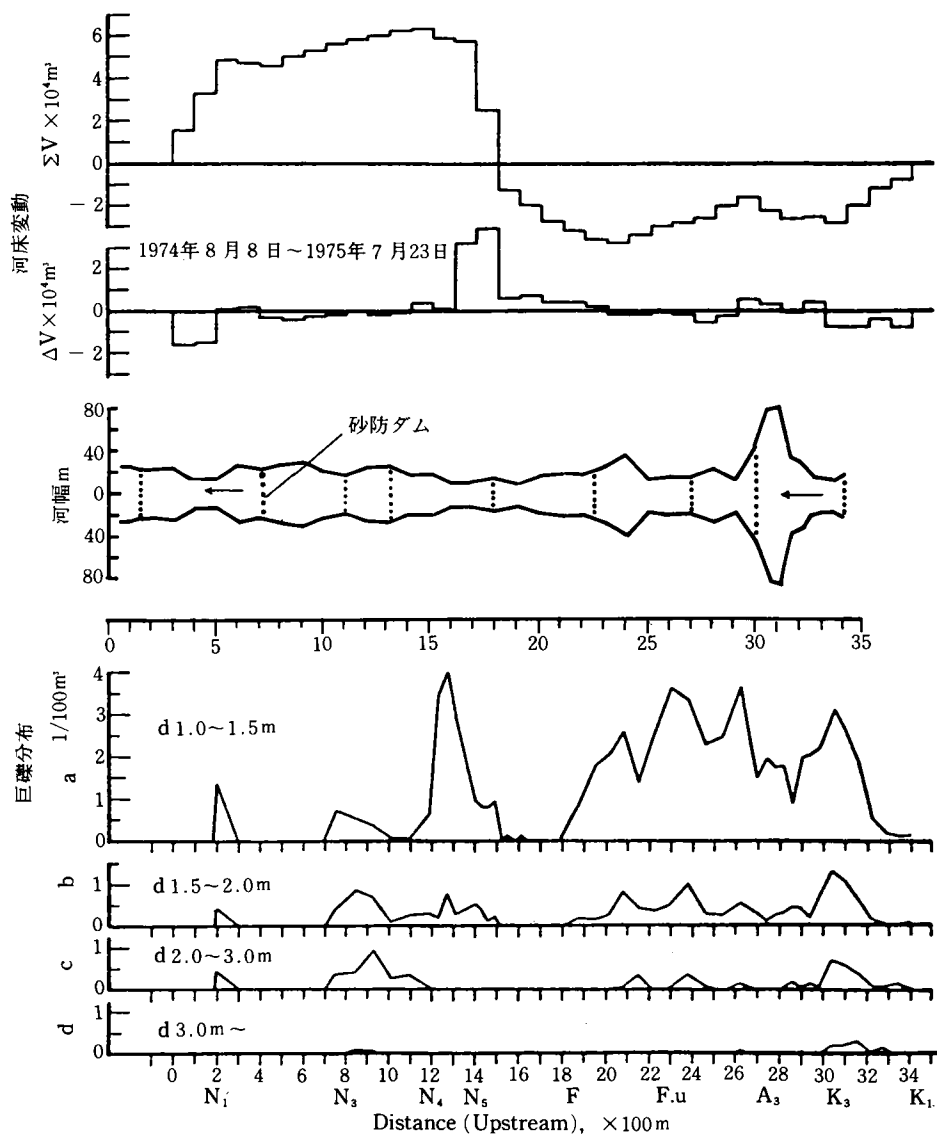
一方、土石流の流動機構に関する理論的・実験的研究によれば、土石流の流動が平衡状態にある場合の流速 v (m/s) は、

$$v = \frac{2}{5d} \left\{ \frac{g \sin \theta}{0.042 \sin \alpha} \left[Cd + (1 - Cd) \frac{\rho}{\sigma} \right] \right\}^{\frac{1}{2}} \left[\left(\frac{C^*}{Cd} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right] h^{\frac{3}{2}} \dots \dots \dots (5-25)$$

で与えられる。ここに、 d ：流動礫の代表粒径、 θ ：流動の勾配、 α ：動摩擦角、 ρ ：流体の比重、 Cd

：流動中の砂礫の容積濃度， C^* ：堆積物の砂礫容積濃度， h ：流動厚さである。

そこで， $h = 2.5 \text{ m}$ ， $d = 0.3 \text{ m}$ ， $\sin \alpha = 0.515$ ， $C^* = 0.65$ ， $\theta = 6^\circ$ ， $Cd = 0.4$ ， $\rho = 2.6 \text{ g/cm}^3$ ， $\sigma = 1.3 \text{ g/cm}^3$ とすると， $v = 8.62 \text{ m/s}$ となり，他の方法によって求められた土石流の流速



足洗谷本川における土石流の堆積状態

ΣV ：累加変動量， ΔV ：区間変動量

a：粒径1～1.5m，b：粒径1.5～2m，c：粒径2～3m

c：粒径2～3m，d：粒径3m以上

N_1 ：中尾1号ダム， N_3 ：中尾3号ダム， N_4 ：中尾4号ダム

N_5 ：中尾5号ダム，F：深谷ダム，Fu：深谷上流ダム

A_3 ：足洗谷3号ダム， K_3 ：黒谷3号ダム， K_1 ：黒谷1号ダム

図5-8 土石流の発生による河床変動と巨礫の分布（1975年7月13日）

とほぼ等しい値が得られ、式(5-25)および上記の仮定がほぼ妥当なものであると考える。

さらに、土石流の流動状態を再現する1つの手段として、土石流によって堆積した巨礫の分布特性を検討してみよう。図5-8は土石流の流下後の河床表面に露出している巨礫の分布について、黒谷1号砂防ダム(K₁)から足洗谷出口まで調査した結果を示している。調査の対象とした礫は最大径1m以上のもので、10cm単位でその直径を測定し、その位置を平面図に記入している。その調査結果に基づき、巨礫の分布は河川の縦断方向に約50~100m区間内の個数を100㎡当りの個数で表現されている。巨礫の粒径は、1~1.5m, 1.5~2m, 2~3mおよび3m以上の4階級に分けている。

上流から下流へと巨礫の分布状態をみると、最大級の3m以上の巨礫は黒谷3号砂防ダム(K₃)で一旦なくなるが、再び下流の中尾3号砂防ダム(N₃)と中尾4号砂防ダム(N₄)の間で現われる。直径3m以下の巨礫は調査区間のほとんどの河床に分布するが、全般的傾向として、深谷砂防ダム(F)と中尾5号砂防ダム(N₅)の間および中尾1号砂防ダム(N₁)と中尾3号砂防ダム(N₃)の間ではほとんど分布していないことが注目される。

黒谷3号砂防ダム上流に3m以上の礫が停止している理由として、川幅が約10mから約50m広がっており、兩岸によって拘束されていた流動が解放され、流動幅が広がって輸送能力が低下したことが考えられる。一方、巨礫の堆積形状から拘束されない状態の土石流の幅は約20m程度と推察され、拘束された状態の約2倍となっている。

この土石流は黒谷3号砂防ダムにおいて3m以上の礫とともにその1部を堆積しているが、その大半は下流へ流出している。巨礫の分布から判断すれば、土石流は途中でその1部を堆積しながら蒲田川本川に達していることが分かる。なお、図5-8において、巨礫が分布していない区間が認められるが、この区間では河床に土石流通過後の洪水による細粒径の砂礫の堆積が行われ、堆積している巨礫を埋めたことによるものと考えられる。

中尾4号砂防ダム下流では、粒径分布が上流域とは異なり、粒径の大きなものが多い傾向が認められること、ならびに河床の侵食量が大きいことから、土石流後の洪水による細粒径の礫の流出によって巨礫が露出したものと考えられる。No.3からNo.7の間では河床侵食が著しく、河床が2~5mも低下し、その区間では流路は約5mと狭くなっており、巨れきがほとんど分布していないことが特徴である。なお、中尾1号砂防ダムから上流へ約150mの区間では、巨礫が多く堆積しているが、これは上流の河床侵食(測線No.3~No.7)によって流出したものと考えられる。中尾1号砂防ダム下流では再び河床洗掘が発生しており、河床は約5mも低下しており、河幅も約5mで巨礫もほとんど分布していないことが特徴となっている。

足洗谷本川における河床変動の状態は図5-8に示すように、上流端を基準とした変動量の累積としてみると、上流からNo.20付近までは洗掘され、それより下流で堆積が行われ、中尾5号砂防ダム上流で著しい堆積が生じている。中尾4号砂防ダム付近で累積堆砂量が最大となり、それより下流では累積堆砂量は徐々に減少し、中尾1号砂防ダムより下流では侵食が著しい。足洗谷本川における土石流による堆積と侵食による土砂収支は、測線No.15からNo.34の区間で侵食量と堆積量が等しくなっており、本川に流出してきた土石流の総量は、測線No.11からNo.15の間の堆積量と下流へ流出した細粒成分を加え

たものになる。したがって、土石流として本川に流出した量は約6万 m^3 以上となる。

さらに、測線No.0からNo.11の区間の総侵食量は約6万 m^3 で、これだけの砂礫が本川から侵食されて流出しており、総流出量は土石流の細粒成分を加えると、6万 m^3 以上となる。

以上の結果を総合して土石流の流動状態を再現すれば、7月13日6時46分頃、足洗谷本川深谷地点を通過した土石流は黒谷において発生したもので、足洗谷3号砂防ダムから深谷砂防ダムの間を通過した際の流量は約300~400 m^3/s で、流速は約8~10 m/s であった。深谷砂防ダムを通過した土石流は中尾4号砂防ダム付近でほぼ停止し、多くの堆積物を残した。この地点より下流では掃流形式の土砂礫の輸送形態が卓越し、河床の侵食が発生し、砂防ダムの下流の河床が低下した。足洗谷深谷地点における土石流の総流量は約6万 m^3 以上と推定され、その6万 m^3 が土石流形式で流下したものとすれば、土石流の継続時間は、土石流の平均流量を200 m^3/s 、その平均土砂濃度を50%とすれば、約10分間となり、観測された値にほぼ近いものが得られ、上記の仮定がほぼ妥当なものと考えられる。なお、土石流の通過後、約1時間は洪水が継続し、多量の土砂を輸送しており、足洗谷本川から流出した土砂量の大半は、この洪水によるもので、その総流出量は約6万 m^3 を超えるものと考えられる。

以上のように、土石流発生時においては、浮流・掃流形式の土砂礫の輸送も大きな役割を演じており、今回の土石流の発生において、土石流は流域内に堆積しているが、それとほぼ等しい土砂量が浮流・掃流形式で流域外に流出している。

その他、1983年7月27日および9月7日に白水谷に発生した土石流について、TVカメラおよび35mmカメラによる撮影が行われており、これらの映像の解析結果に基づいて土石流の動態の検討を行ってみよう。

土石流の流量については、図5-9に示すようなハイドログラフが得られている。なお、この図には白水谷第2ダム（格子ダム）より約1,700m下流の深谷観測点（図5-6）における流量も示されている。まず、7月27日の土石流についてみると、この図からも明らかなように、白水谷出口におけるピーク流量が下流の深谷観測点で大きく減少していることが分かる。なお、図5-9の7月27日のハイドログラフのAは格子ダム上流、Bは格子ダムの下流のもので、Aの最大流量が31 m^3/s 、Bの最大流量が14 m^3/s である他は、これらのハイドログラフの形状および大きさはほぼ同様である。ところで、この砂防ダムは土砂調節を目的とした透過性のダムで、直径50cmの鋼管によって作られており、格子の開きは約3.5mとなっている。

この格子ダムを通過した土石流は約1,700m下流の深谷観測点に到達したとき、TVカメラの映像から直径30cm程度の礫を含む掃流状の流れに変化している。なお、従来、この程度の降雨があっても深谷観測点における流量の増加は非常に小さく、このような流量の増加は土石流の変形成分によるものとする。また、河床の調査から白水谷第2ダムを通過した土石流の細粒成分の大半は途中の河床に堆積せず、深谷地点を通過していることが分かった。

土石流の移動速度については、土石流先端部に流木が集中しており、その流木を指標として、白水谷および深谷の観測点の映像から流木の到達時間を求めると約14分間で約1,700mの距離を流下しており、その間の平均速度は約2 m/s となる。この値は白水谷第2ダム下流での土石流の先端の移動速度に

近いもので、移動速度の減少が非常に小さいことが分かる。

ついで、9月7日の土石流についてみると、白水谷出口において最大流量が約 $10 \text{ m}^3/\text{s}$ であったものが、深谷地点では最大流量が約 $3 \text{ m}^3/\text{s}$ になっている。この場合も途中の河床に土砂礫を堆積せずに深谷地点へ達しており、この区間における先端部の平均移動速度は約 1.4 m/s となっている。

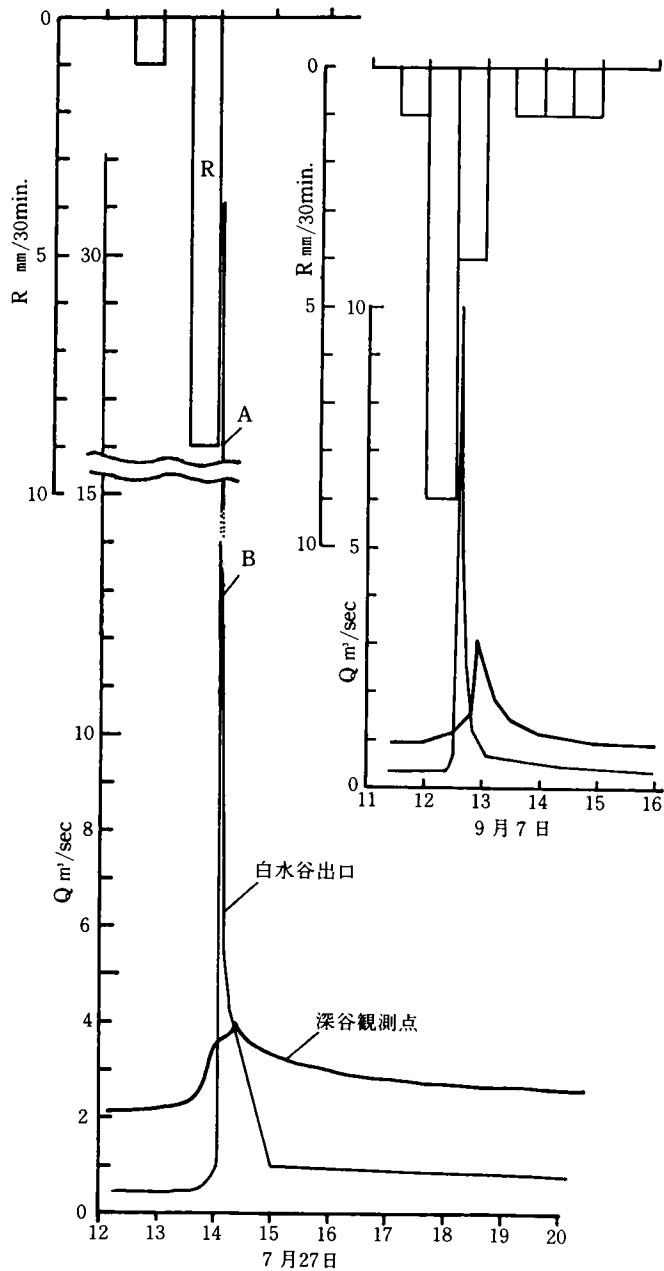


図 5-9 白水谷に発生した土石流の流量（1983年）

ところで、7月27日と9月7日の土石流を図5-9において比較すると、白水谷における最大流量は前者が後者の約3倍であるのに対して、深谷地点では土石流の影響による最大流量の増加分が約 $2\text{ m}^3/\text{s}$ でほぼ等しくなっている。一方、土石流の影響による流量の増加が継続する時間は前者の方が長くなっている。すなわち、前者の土石流の方が後者のものに比較して変形量が大きくなっているのであるが、これは白水谷における土石流ハイドログラフが前者より尖鋭であることを反映しているものと考えられる。

ついで、土石流の流動形態を平面的に明らかにした例が少ないので、7月27日の土石流について若干の検討を行ってみよう。図5-10は35 mm カメラの映像から土石流の流動形態を1秒間隔で示したものである。なお、この図の中央部が欠けているのは格子ダムによって遮られたことによる。最初、土

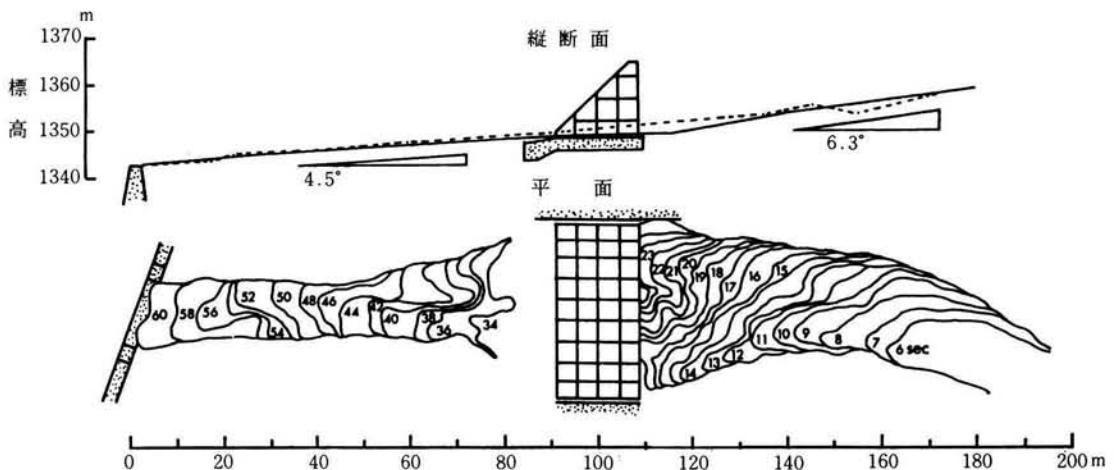


図5-10 土石流の先端部の流動状態(白水谷出口)

石流の先端部は現流路に沿って進むが、約6秒後から土石流の先端の移動速度の減少とともに、右岸側にも流れが生じて約13秒後には先端が2つに別れ始める。それが徐々に発達して分岐が生じる。約17秒後にはほぼ土石流の最大流量を有する部分が格子ダムに到達している。その後、18から24秒の間で格子ダム上流側に広い流動域が生じるのは、この部分の幅が広いことおよび河床勾配が緩くなっていることなどから、この部分に土石流が一時的に滞留したことによるものと考えられる。土石流の最大流量を有する部分が通過した所では痕跡の面積が広がっているのが分かる。土石流の先端部が格子ダムを通過した後、流れの最大幅も小さくなっているが、これは格子ダムの影響によるものではなく、このダムの施工に際して元河床より掘り下げられた空間に土石流の一部が堆積したことによるものと考えられる。

以上のように、土石流は平面的にとらえただけでもアメーバーのように変形し、非常に複雑な流動形態を示すことが明らかとなった。

つぎに、土石流の先端部の移動速度について検討する。図5-11は土石流の先端部の移動速度の分布を示しており、縦軸に経過時間、横軸に移動距離を表わしている。その他、この図には土石流に含まれていた流木の移動状態も示されている。

土石流の先端部の移動速度は、この図から明らかなように上流から約80 mの所で 4.8 m/s から 2.5

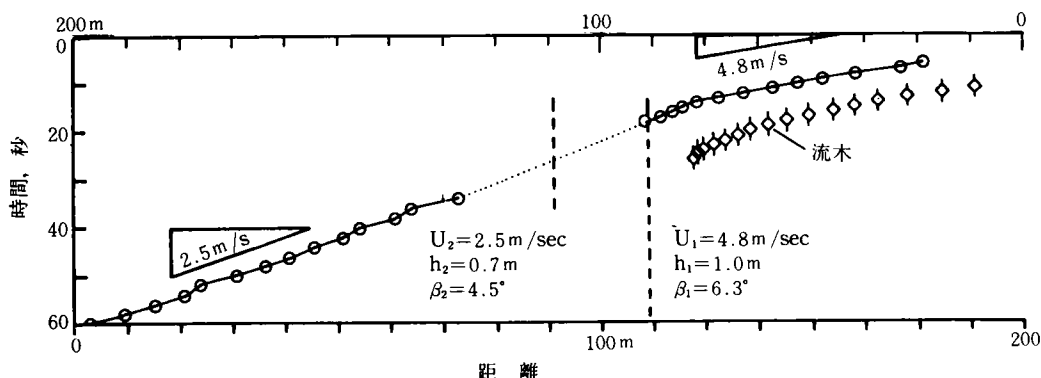


図 5-11 土石流先端部の移動速度分布

m/s に減少している。この地点は格子ダムより約 10 m 上流側で、平均河床勾配が 6.3° から 4.5° に変化している場所である。そこで、このような流速の変化が河床勾配の変化によるものか、若干の検討を行う。

土石流の流速を求める高橋の式²⁾

$$U = \frac{2}{5d} \left[\frac{g \sin \beta}{\alpha_i \sin \phi_r} \left\{ Cd + (1 - Cd) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \right]^{\frac{1}{2}} \left\{ \left(\frac{C^*}{Cd} \right)^{\frac{1}{3}} - 1 \right\} h^{\frac{3}{2}} \dots \dots (5-26)$$

において、上記の場合、この土石流の濃度 Cd および粒径 d は変化しないものとして、図 5-11 に示すような観測された U_1 , U_2 と流動層厚 h_1 , h_2 および河床勾配 β_1 , β_2 を用いて検討した結果、これらの値が式 (5-26) を満足することが認められ、この土石流の流速の変化が河床勾配の変化によるものであって、格子ダムの影響を受けていないものと考ええる。ちなみに、 $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $\rho = 1.3 \text{ g/cm}^3$, $C^* = 0.7$, $\alpha_i \sin \phi_r = 0.02$, $d = 0.2 \text{ m}$ とし、式 (5-26) を用いて前述の各流速について濃度 Cd を求めると、いずれも $Cd = 0.35$ に近い値を得ており、土石流の濃度としてほぼ妥当なものであることから、式 (5-26) の適用性も明らかとなった。

一方、図 5-11 に示されている流木の移動速度分布から、この流木は土石流の先端部とほぼ同じ速度から徐々に速度を減少しながら停止しており、このことから、土石流の内部において速度が異なる部分があることが分かる。

5.3.2 土石流の堆積形態

土石流の発生によって河床形態や扇状地などの形態が大きく変化することが多い。これは土石流によって輸送されてきた多量の土砂礫の堆積によるものである。このような土石流の堆積形態を明らかにすることは、土石流による災害を防止、軽減するための重要な課題となっている。

ここでは、足洗谷本川における土石流堆積物の分布や堆積形状について若干の検討を行っている。足洗谷は約 50 年前から土砂流出量が多くなっており、土石流の発生も活発となってきたことが、河岸段丘に生育する天然林の樹令などから推定される。このような河岸段丘は土石流の堆積によって形成され、古いものほど上位に堆積面が残されている。足洗谷本川に沿って形成された河岸段丘面が土石流の堆積

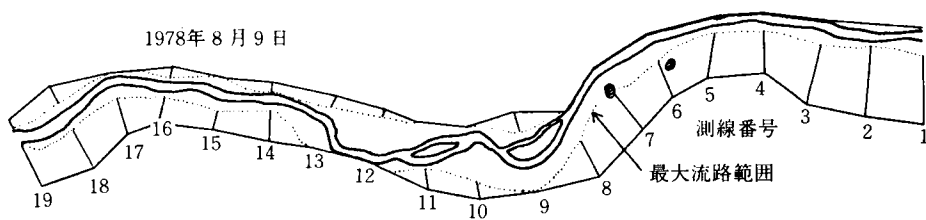


図 5-12 足洗谷本川における土石流の痕跡

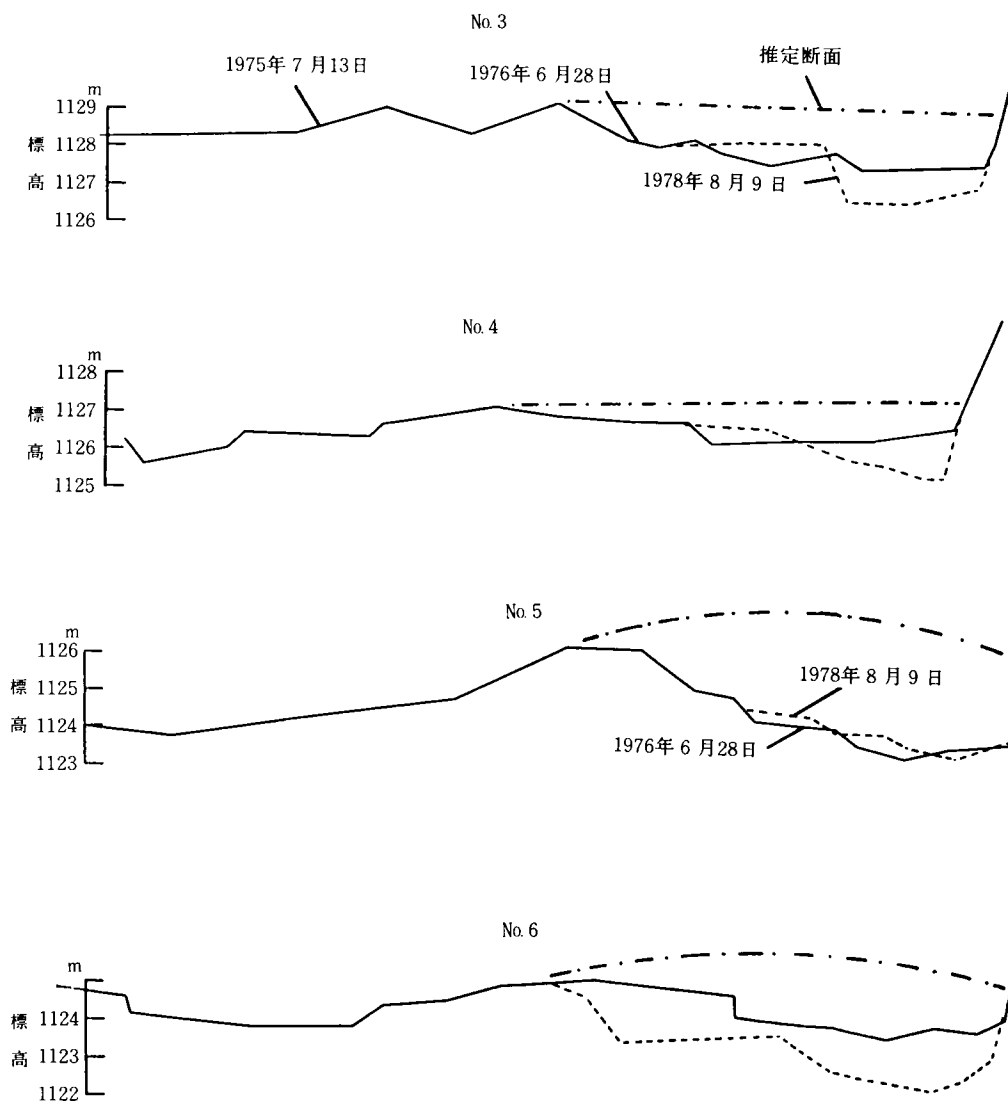


図 5-13 足洗谷における土石流堆積物の断面
(図 5-12 の測線番号 3. 4. 5. 6)

域あるいは堆積物が残存しやすい場所であるとする、このような所は図5-12に示すように湾曲部の内岸側に認められることが多い。

図5-13には1975年7月13日の土石流によって形成された流路が、1978年8月9日の土石流によってどのように変化したかを示しており、土石流の最大断面を痕跡から推定している。これによると、外岸の堆積は内岸側のそれに比較して高いが、その土石流の後続流によって侵食を受けていることが分かる。

以上は足洗谷における土石流の堆積物の分布に関する傾向の概要を述べたものである。ついで、1つの土石流を例にとり、堆積域の分布について検討する。図5-14は1975年7月13日の土石流の堆積と流路の位置を示したもので、河幅および流路の位置については足洗谷本川を中心からの距離で示している。

まず、本川の幅と流路の蛇行についてみると、本川の幅が25～50 mの区間（黒谷3号砂防ダムより1,500 m下流までの区間）において蛇行の振幅は約20 m、波長は約100 mとなっている。これに対して、河幅が50～80 mの区間では、蛇行の振幅は約60 m、波長は約300 mとなっている。このような流路の形成は土石流通過後に引き続いて発生する洪水によるものと考えられる。土石流の堆積物では流れの中心部が高くなっているために、土石流に続く洪水流は図5-15に示すように、土石流堆積物を避けて、より低い所に向かって流路が形成されて蛇行が発生している。蛇行の幅や波長は前述したように、本川の河幅に支配されており、河幅が広い所では蛇行幅も大きく、土石流堆積物の段丘が広く形成されている。河幅の狭い部分では土石流の堆積物は少ない傾向にある。

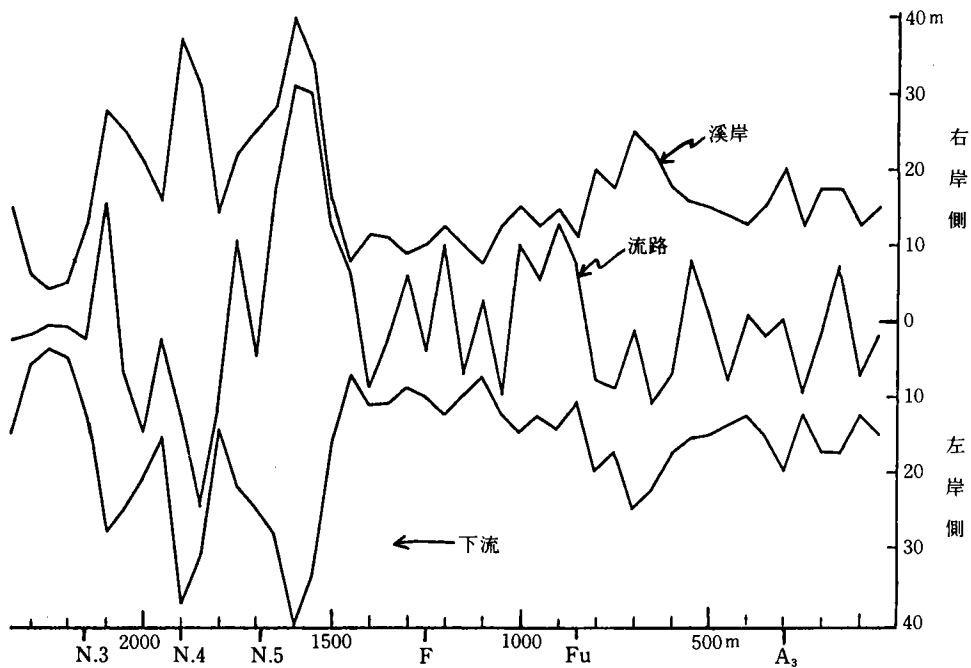


図5-14 土石流の発生による堆積と新しい流路の形成

一方、河床勾配が緩くなると土石流輸送能力が低下し、輸送能力を超えた土砂は流路の外側に残され、内側の土砂礫のみが流動を継続する。また、土石流は流下・堆積の過程において、河床勾配に支配された流動形態をとり、集合流動 → 掃流状集合流動 → 掃流、の変化が生じていることは堆積状態からも認められている。

1975年7月13日に発生した土石流の大半は図5-8のN₄からN₅の区間において停止したものと考えられるが、一方、上流の黒谷第3号砂防ダム上流においては、部分的な土石流の堆積が認められる。このような場合の堆積形態は図5-16に示すとおりである。この図において土石流の堆積域は3つに分けることができる。これらの堆積は幅20～30m、長さ約100m、堆積厚2～5mの規模を有している。これらの土石流の堆積は同時に進行したものではなく、

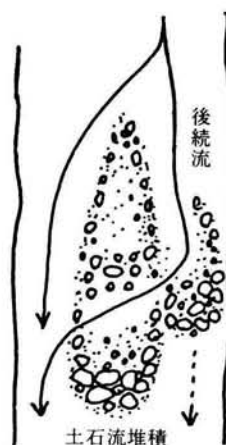


図5-15 土石流の後続流

による流路変動

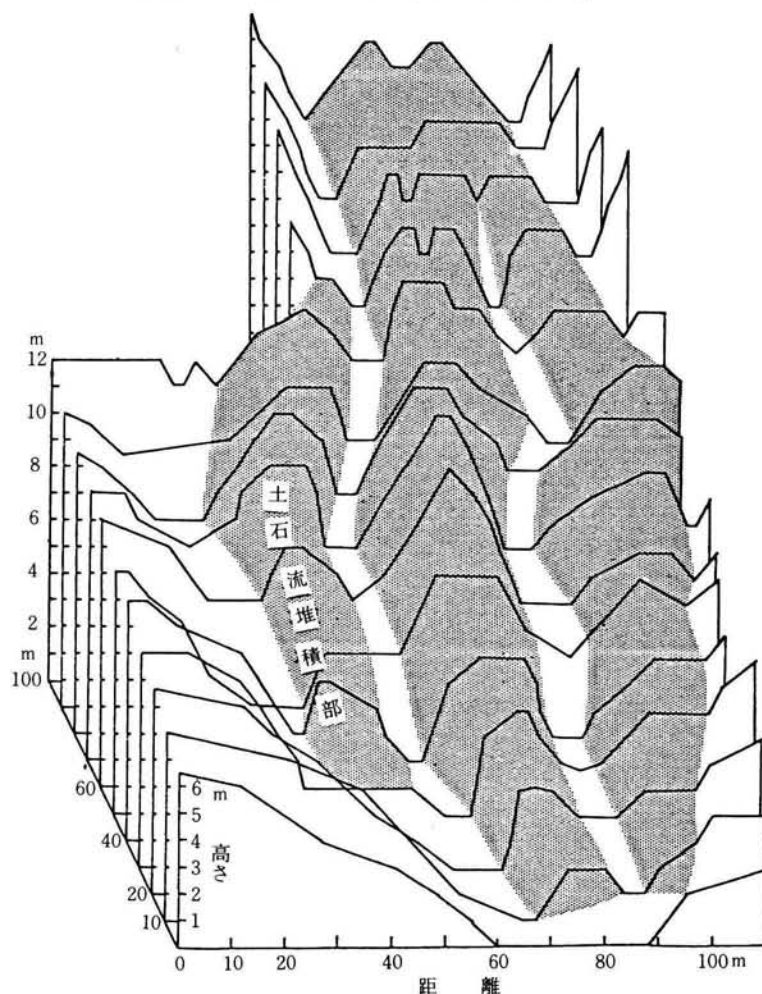


図5-16 土石流の堆積形態(1975年7月13日)

交互に流出して堆積したものと考えられる。この土石流の堆積は河幅が広がった所では、重なることはなく広がっている。さらに、後続の土石流や洪水流はこの土石流堆積物を避けて流路を形成しており、この部分は土石流の堆積部に比較して深くなっている。なお、このような部分では元河床が侵食されることが多いのに対して、土石流の堆積部では元河床の侵食がないことが特徴である。

巨礫は土石流堆積物の表面に集中しており、とくに高い部分に多い。また、巨礫の間には細粒の堆積物が少ないことが特徴となっている。さらに、後続流の流路となったところには、写真 5-5 に示すように巨礫がその大部分を露出して残っている。その上に砂礫が堆積していることから、巨礫が一時的に堆積物の中に埋没していたことが考えられる。



写真 5-5 土石流堆積物（黒谷 3 号砂防ダム上流）

その他、土石流の堆積面において平坦な部分が認められ、その部分の表面の粒径が均一であることが特徴となっている。さらに、そのような平坦面が階段状に不連続に分布しているが、この平坦面の粒径が小さいことが特徴である。

土石流の堆積は河幅が広がると首振を生じ、堆積状態が均一となり、扇状地を形成する。さらに、土石流の堆積は河床勾配が変化しなくとも、河幅が広がると堆積しやすい傾向にある。これは図 5-17 に示す白水谷に発生した土石流についてもいえる。1978 年 7 月 9 日発生のこの土石流は、図 5-17 の平面図に示されるように、白水谷の出口にある滝から右岸に沿って流下している。その際、滝の下にあった直径約 3 m の巨礫を約 80 m 下流の測線番号 18 の地点へ移動させている。この土石流は測線番号 16 付近の湾曲部で左岸にぶつかり、測線番号 14 付近で河幅が拡大しており、この地点から土石流の堆積が河幅全面に広がって生じている。なお、この堆積物の厚さは 10～20 cm で非常に薄く、堆積した砂礫の粒径は 5～10 cm のものが大半を占めており、堆積面も元の堆積面が平坦であったことから非常に平坦なものとなっている。

以上のような土石流の堆積と河床勾配の関係をみると、図 5-18 に示される縦断形状からも明らかに、流下域と堆積域の勾配はほぼ同じ値を示しており、河床勾配が $5^{\circ} \sim 10^{\circ}$ の流動から停止への遷移過程において、土石流の堆積は河幅にも支配されているものと考えられる。とくに、河道が岩盤で構成され、樋状となっている所では河床勾配が 5° 程度でも堆積が生じていないことが注目される。

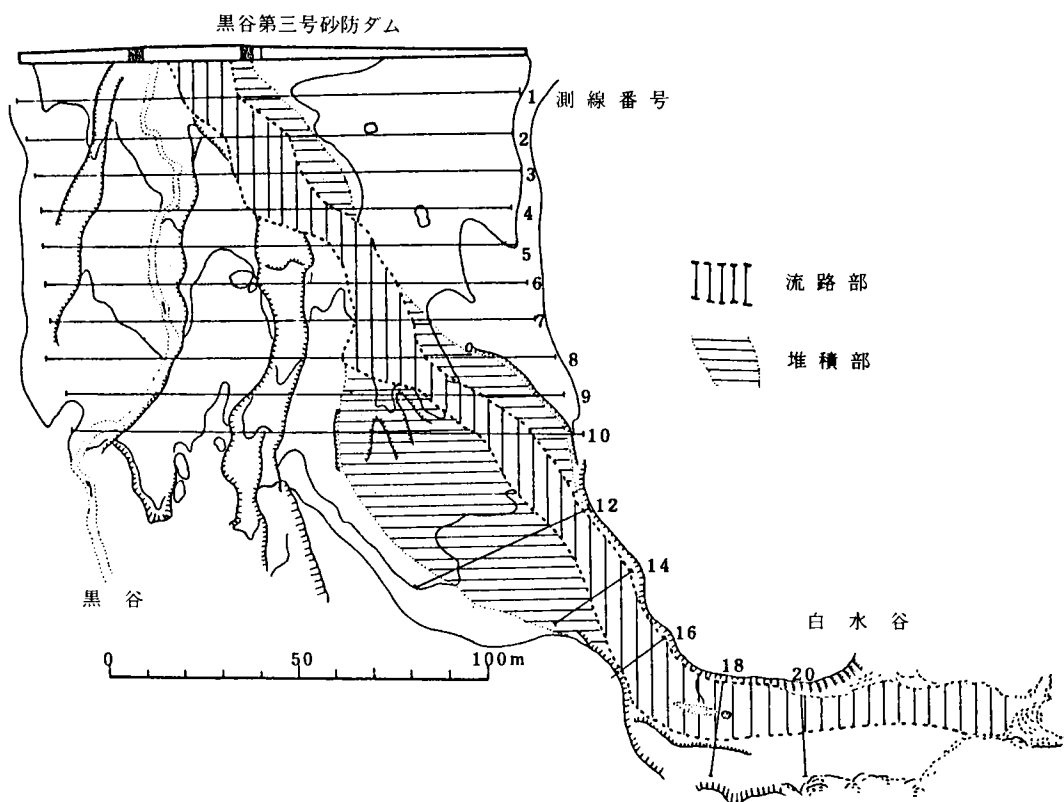


図5-17 白水谷出口付近の河床状態（1978年7月9日）

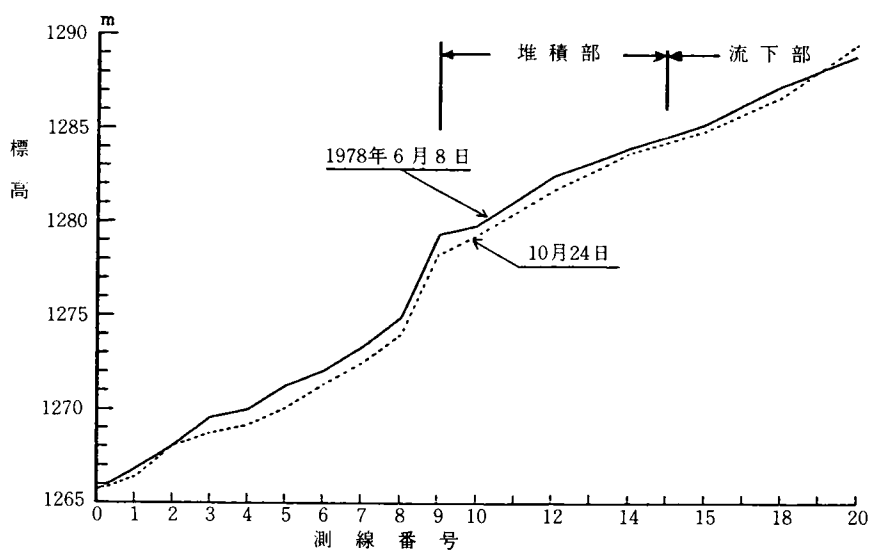
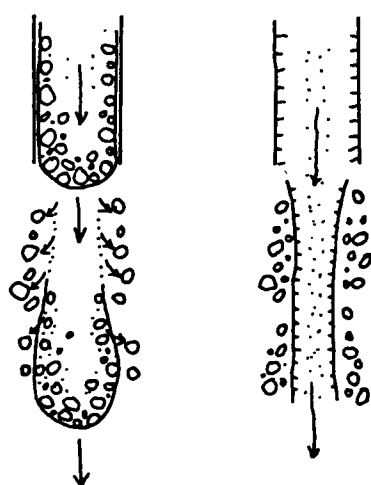


図5-18 白水谷出口付近の河床縦断

土石流の堆積は、河床勾配が緩くなることによって停止することはいうまでもないが、図5-19に示すように、土石流の側面が溪岸によって拘束された状態から開放されることによって流れの中に外側に作用する力が働き、それによって外側に押し出された巨礫が停止し、これらの巨礫は停止した時から内部にある土石流の側面を拘束することによって、さらに土石流を下流へと継続させている。以上のような流動機構によって土石流の流下した跡には、巨礫の堆積によって自然堤が形成されるものと考えられる。



土石流通過中

通過後

図5-19 土石流の流動と巨礫による自然堤の形成

第5.4節 土石流の発生による河床変動

5.4.1 河床変動の規模

土石流が発生すると、河床は侵食または堆積によって変化することが多く、通常の洪水による河床変動に比較して規模の大きなことが特徴である。このような河床変動は一般的に上流部が侵食、下流部が堆積に支配されているが、その規模は土石流の大きさに規定される。さらに土石流の規模は降雨量と河床の不安定土砂量に支配されるものと考えられる。このように、流域全体の河床変動の規模は場の特性としての不安定土砂量とその分布状態に支配されることは、前出の土石流の発生に関する考察において述べているとおりである。

一方、流域のある特定地点を対象に土石流の発生による河床変動に注目した場合、土石流の規模よりも、その地点を土石流がどのような形態で流動するかという点が重要になる。一例として足洗谷の深谷地点を対象とした土石流の発生による河床変動をみると、図5-20に示すように、ある範囲内で堆積・侵食に

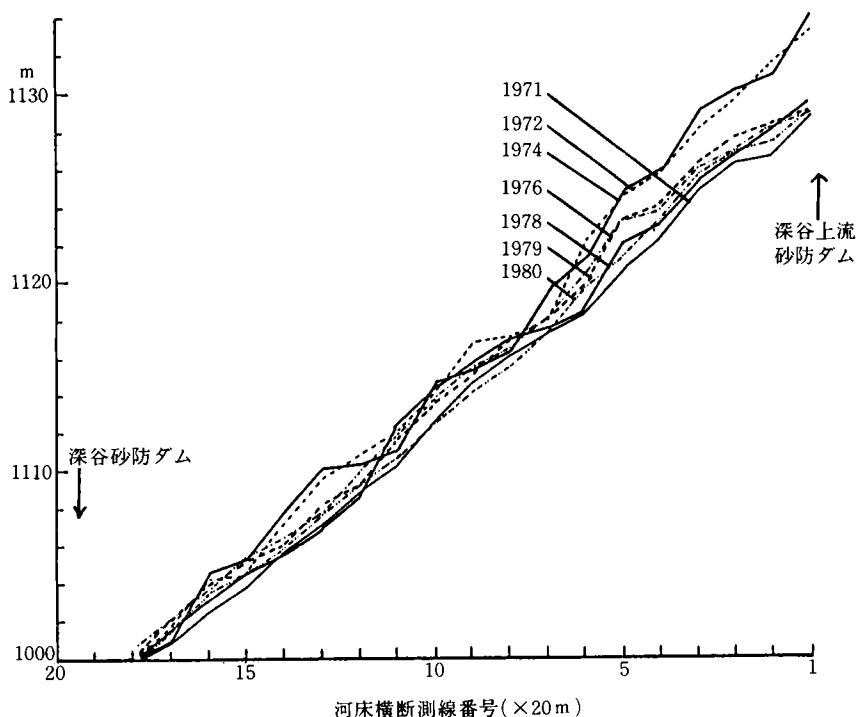


図5-20 砂防ダム上流の河床変動

よる変動をくり返している。その変動量が大きい部分は上流部で、変動の高低差は約5 mとなっている一方、変動が少ない部分は下流部で、砂防ダムによって、その下限が支配されていることによるものとする。1971年9月および1972年7月に土石流が発生し、この土石流の堆積によって上流部の河床が約5 mも上昇しているが、その後の土石流（約5回）によって河床は元の状態に戻る傾向が認められる。以上のように、下流端の河床高が砂防ダムなどによって固定されると、河床は最大値を上流端（上流の砂防ダムなど）付近にもって、ある範囲内で変動することが認められる。そして、その河床は砂礫の粒径や流量などに支配される固有の勾配をもつものとする。

このような勾配は集合流動を生じるような勾配ではなく、安定したものと考えられ、土石流の堆積勾配 τ にほぼ等しいものと予想される。このような勾配 τ について

$$\tan \tau = \frac{C^* (\sigma - \rho) \tan \phi}{C^* (\sigma - \rho) + \rho (1 + h_0/d)} \quad \text{..... (5-27)}$$

が導かれている。⁶⁾ここに、 h_0 ：土石流から絞り出されて生じた表面流の水深、 d ：平均粒径、 C^* ：堆積濃度、 ϕ ：堆積層の静止摩擦角である。

そこで、この式を用いて勾配 τ を検討してみよう。ここに、 $C^* = 0.65$ 、 $\phi = 45^\circ$ 、 $d = 10 \text{ cm}$ 、 $h_0 = 100 \text{ cm}$ 、 $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$ 、 $\rho = 1.0 \text{ g/cm}^3$ とすれば、 $\tau = 5^\circ$ となり、上記の平均河床勾配（ $4.5^\circ \sim 5.2^\circ$ ）とほぼ等しい値を得る。

したがって、この地点を流下する土石流に関して上記の仮定条件に近い値が成り立つものとする。

5.4.2 砂防ダムの設置に

よる河床変動

土石流の発生によって流送される土砂礫を一時的に堆積させることを目的として、砂防ダムが設置されている。ここでは土石流発生溪流に新しく砂防ダムを設置した場合、砂防ダム上流における堆砂形態がどのように変化するかという点に関して考察する。

図5-21は1975年に着工し、1976年に完成した中尾5号砂防ダム上流における土石流の堆積状態を示したものである。中尾5号砂防ダムより約440 m上流に深谷砂防ダムが設置されており、中尾5

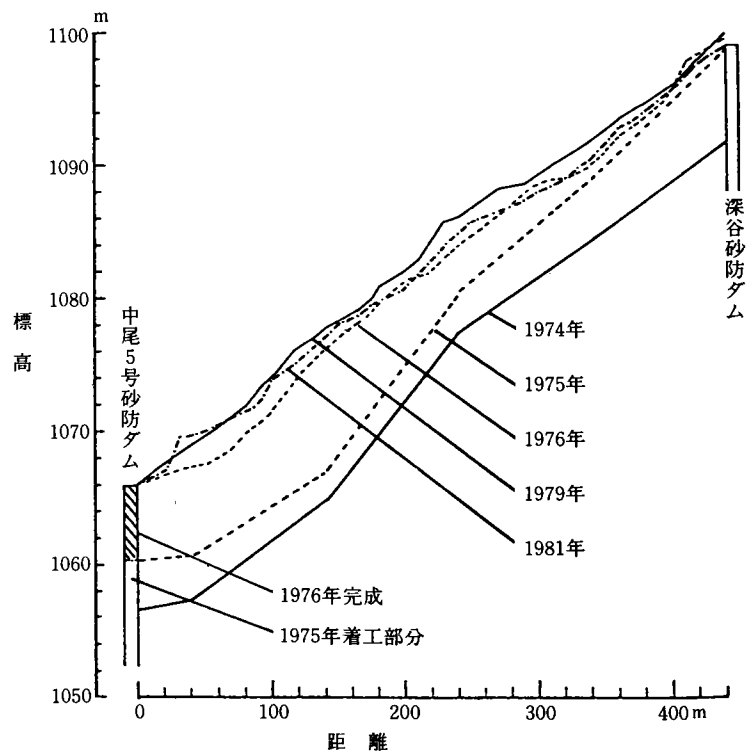


図5-21 砂防ダムの新設による土石流の堆積と河床変動

号砂防ダムの設置前の河床は1974年のものとほぼ同様であった。1975年7月13日に土石流が発生し、その一部は建設中のダムによって堆積を生じている。この堆積層の勾配は上流部ではやや大きい、ほぼ元河床のものと同様であって、堆積層の厚さは2～5 mで中流部が薄く、上・下流部で厚くなっている。1976年6月11日に発生した土石流はほぼ完成した砂防ダムによってその一部を堆積している。この堆積層の勾配は元河床のものとほぼ同様で、この堆積層は上流の深谷砂防ダムを埋めてしまっている。

このように、土石流の発生によって新設の砂防ダムが満砂となり、その堆積勾配が元河床のものにほぼ等しいことは非常に効率良く堆砂が行われたことを示している。従来、一般的に元河床勾配の $\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3}$ を計画堆砂勾配としているが、このような土石流の多発溪流においては計画堆砂勾配を元河床の勾配と等しいものと考えることができる。

なお、この区間の平均堆砂勾配は約 5° となっており、前述した深谷砂防ダム上流の堆砂勾配とほぼ等しく、今後は同様の河床変動を示すものと考えられる。

第5.5節 結 語

本章では観測および調査結果を中心に、土石流の発生、流動および堆積について考察を行った。その結果をまとめ結語する。

土石流の発生に関しては、土石流を構成する水と土砂礫の収支を考慮したモデルを提案し、それに基づいて土石流の発生に関与する降雨条件を明らかにした。この降雨条件として降雨強度が大きな役割を演じているが、連続降雨の増加によって土石流発生の限界降雨強度の値が小さくなることが明らかとなった。

さらに、土石流発生域の場の条件から土石流発生の限界流量について、河床勾配、河幅および河床砂礫の粒径が大きな役割を演じていることを明らかにした。また、土石流の発生時の出水特性については、降雨強度や連続降雨によって出水の特性が変化することを明らかにするとともに、表面流出生起場が降雨量によって変化することを指摘した。

土石流の流出・堆積過程については、上流部において発生した土石流が流出・堆積の過程においてどのように砂礫の輸送形態を変化させるかという点を明らかにした。とくに、巨礫の堆積や堆積層の分布状態から土石流の流出過程を再現し、理論的・実験的研究に基づく土石流の流動機構の説明の妥当性を明らかにした。

土石流の発生による河床変動は、ある範囲の変動幅をもっており、とくに、砂防ダムなどによって河床が固定されている場合は、砂防ダム上流の平均堆砂勾配はほとんど変化せず、元河床の勾配とほぼ同様であることが明らかとなった。さらに、この河床勾配は流量と代表粒径によって支配され、流域固有の値をもつことを指摘した。

土石流の発生による災害を防止・軽減するためには、多くの課題が残されている。土石流の発生を予測するために、流域の場の特性を的確に把握する方法を確立するとともに、限界降雨量を明らかにしなければならない。さらに、土石流の規模、流出および堆積範囲を明らかにするために、不安定土砂の量

や粒径分布を的確に把握する方法の開発が必要である。また、土石流の破壊力を弱めたり、一部を堆積させたり、流路を変更させたりするためには、土石流の特性に関してさらに多くの資料を収集することが必要である。

【参 考 文 献】

- 1) 片岡 順(研究代表)：土石流の発生機構に関する研究，自然災害科学総合研究班，No.A-53-3，1978年
- 2) 高橋 保：土石流の発生と流動に関する研究，京都大学防災研究所年報第20号B-2，1977年，pp.405～435
- 3) 芦田 和男・高橋 保：土石流の調節制御に関する研究 一立体格子型砂防堰堤の水理機能一 京都大学防災研究所年報第23号B-2，1980年，pp.433～441
- 4) 高木 恒雄：白水谷第2砂防ダム 一立体格子型鋼製砂防ダム一，土木技術38巻9号，1983年，pp.31～37
- 5) 芦田 和男(研究代表)：扇状地における洪水・土砂災害の発生とその防止軽減に関する研究，自然災害科学総合研究班，No.A-57-4，1982年
- 6) 高橋 保・吉田 等：土石流の停止・堆積機構に関する研究，京都大学防災研究所年報第22号B-2，1979年，pp.315～328

第6章 山地河道における流砂現象の 予測システムに関する研究

第6.1節 概 説

多くの自然流路においては、溪岸および河床が以前の洪水などによって運ばれた堆積物で構成されており、流量の変動や上流からの流出土砂量の変動によって河道が変動し、河道と流れと流砂の相互作用に基づく複雑な流砂現象が発生している。

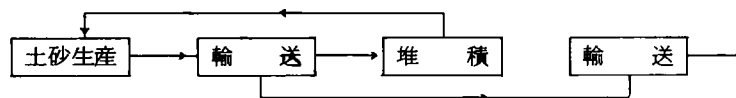
このような流砂現象に関する諸問題は、安定河道、流路の変動、貯水池の堆砂、河川構造物付近の堆砂や局所洗掘など河川水理の問題に関連して古くから多くの研究が行われ、現地観測や実験および理論的研究の成果によって徐々に解明されつつある。

一方、従来の研究によって提案されている流砂量に関する諸式を用いて河川のある地点における流砂量を求めようとする場合、その地点の水理条件や河床条件が得られていても、その地点の上下流が一樣な場であるという前提が必要である。しかし、実河川において一樣な場とみなすことのできる区間は短く、正しい流砂量を求めるためには、流砂量を求めようとする地点より上流からその地点に輸送されてくる砂れきの量や粒径に関する情報が必要である。

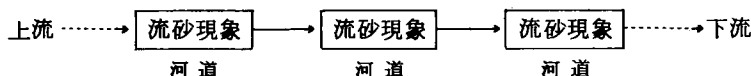
このことは、ある地点における流砂量を知らうとすれば、最終的には土砂生産場まで行きつくことを意味しており、土砂流出の現象を正しく理解するためには、土砂流出システムを時間的・空間的プロセスとして把握することが重要な課題と考えられる。このような流砂現象を統一的に説明することは非常に困難ではあるが、あえて本章においては、その一端をとらえ前述した研究成果に基づき若干の考察を試みている。

第6.2節 土砂流出のシステムとプロセス

土砂流出の現象は、多種多様な運動機構が系統的に組み合わさった複雑なシステムであるが、最も単純化すると、土砂生産、輸送および堆積機構からなる次のようなシステムが考えられる。



一方、砂れきの運動機構を示すシステムに対して、砂れきの運動が生起する状態の時間的・空間的分布は一種のプロセスとみなすことができる。とくに、ここでは次に示すように、砂れきの河道における流砂現象の空間的・時間的分布を河道プロセスと呼んでいる。



流砂現象を以上のようなシステムおよびプロセスとみなすことによって、図6-1に示すような流砂に関する全体像が得られる。この系統図は、流域の特性を示す部分、砂れきの運動機構を示す部分、河道プロセスを示す部分からなっている。

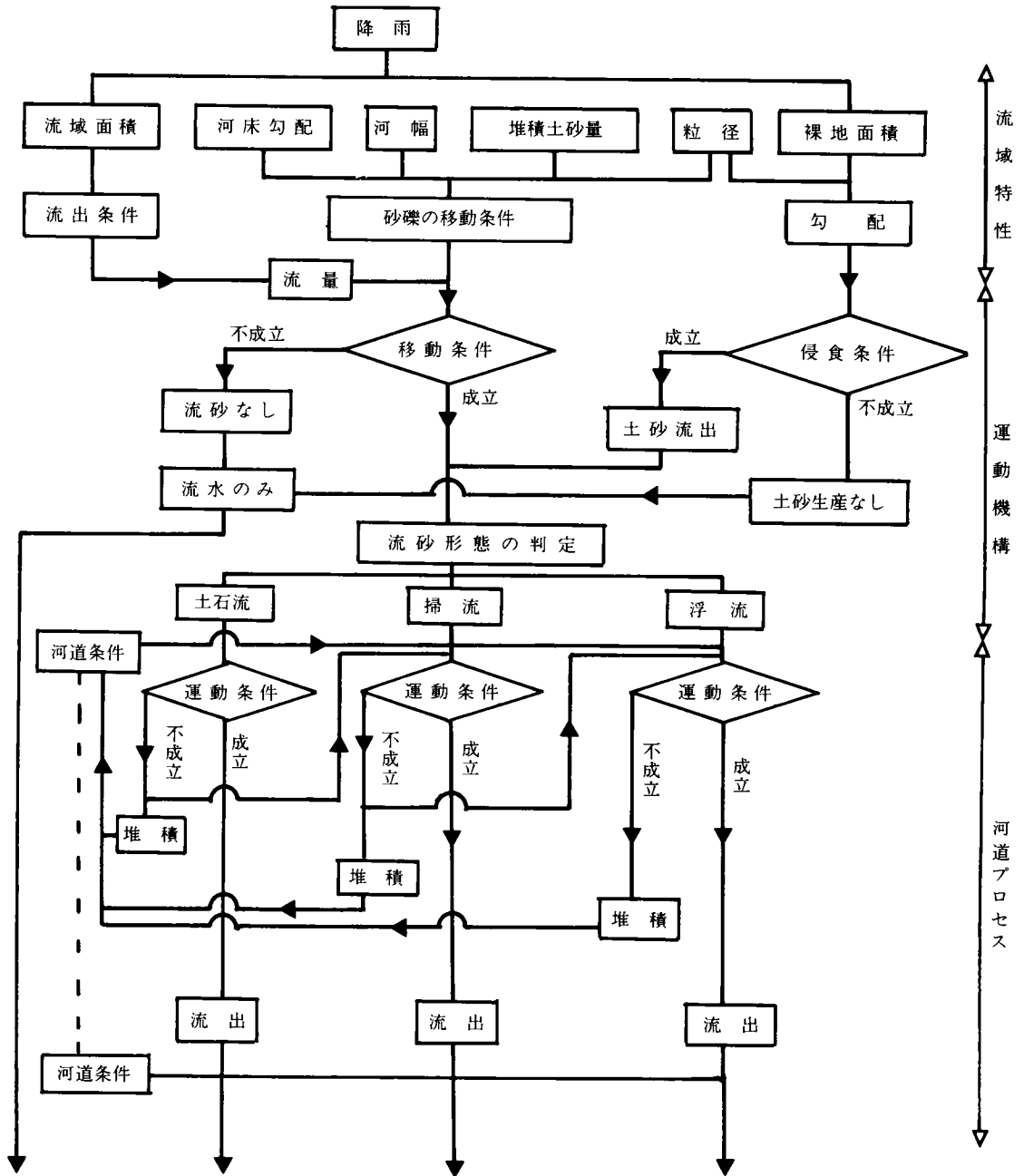


図6-1 土砂流出の予測システム

ついで、砂れきの運動機構を支配するものとして、流量、河床および斜面勾配、堆積土砂量、粒径および河幅などが考えられる。これらの要素から砂れきの運動条件や運動形態が決定され、その条件が満足される流砂形態が発生する。

土石流、掃流、浮流などの流砂機構は下流へ流下するにつれて河道条件が変化するために変化するが、砂れきの輸送堆積によっても河道条件が変化する。その一例として、土石流はその運動形態を一定に保つことはなく、河床勾配、河幅、流路の平面形状などに支配され、下流へ流下するにつれ掃流状集合流動、掃流状態へと変化する、その過程で砂れきの堆積を生じたり、河床の侵食を引き起こしたりしている。このように流砂現象が上流から下流へと連結された河道区間において変形されて伝播される河道プロセスを解明することは、土砂流出現象の予測にとって非常に重要な課題である。

このような河道プロセスを解明するためには、河道条件の的確な把握とその河道条件において発生する砂れきの運動形態に関するシステムの内部機構を明らかにすることが必要である。

土砂生産のサブシステムの構成は、外力と場の形態によって表6-1に示すように分類される。これらのサブシステムの内部機構を明らかにするためには、場の形状や場の構成物質の特性と外力の特性を正しく評価することが大きな課題となっている。とくに、土壌の流出による農作物の減収などが世界的な問題となっているが、特定の試験地における実験・調査結果に基づく定性的な議論が多く、系統的な検討が少ないのが現状である。

表 6-1 土砂生産の形態

	雨 滴	地 表 面 流	風	霜 柱	地 下 水
植 生 斜 面		侵 食	崩壊(倒木)		崩 壊
裸 地 斜 面	は く 離	侵 食	飛 散	離 脱	崩 壊 地 す べ り
ガ リ { 壁	"	侵 食	"	"	"
底		"			土 石 流 地 す べ り
河 道 { 壁		"			
底		"			

土砂輸送のサブシステムは、勾配と相対水深あるいは流量の無次元量によって、各個運搬、掃流状集合流動、および土石流に大別されるが、これらの流砂現象が河道形態によってどのように支配されるかを解明することが必要である。

第 6.3 節 土砂流出現象のモデル化

土砂流出現象は観測された流量と流砂量の関係において、しばしば認められるように非常に非線型性が強く、これらの現象の解明を困難にしている。ここでは前述したシステムおよびプロセスを構成する要素をモデル化することによって、土砂流出現象に内在する機構について若干の考察を行っている。

6.3.1 土砂生産および降雨流出の場のモデル化

土砂生産や降雨流出の場は、表6-1に示すように、斜面と流路に分けられ、そこに作用する外力によって土砂生産の形態は異なる。裸地斜面における土砂生産は雨滴の衝撃力による侵食作用、風による侵食作用、霜柱によるはく離、地表面流による侵食作用によって発生するものと考えられる。

雨滴による侵食作用は、雨滴の運動量に比例して増加するが、地表面を構成する土砂れきの粒径、粘着力など、地表面の条件によって侵食量は支配され、これらの条件を的確に見積ることが困難であって、定性的議論の域を出ないのが現状である。

図6-2は、地表面流による土砂生産を対象としたもので花崗斑岩の裸地斜面(平均勾配約45°、地表面の平均粒径3mm)において、30分雨量が5mm以上の降雨量の総和(ΣR_5 mm)とその降雨期間内の斜面の侵食深(D mm)との関係を示したものである。この図において明らかなように、総雨量 ΣR_5 と侵食深 D との間には、

$$D \leq 0.065 \Sigma R_5 \text{-----} (6-1)$$

のような関係が認められる。なお、ほぼ等しい降雨量に対して侵食深の値に差が生じている理由の一つとして、斜面土砂粒子の状態が変化したことも考えられる。

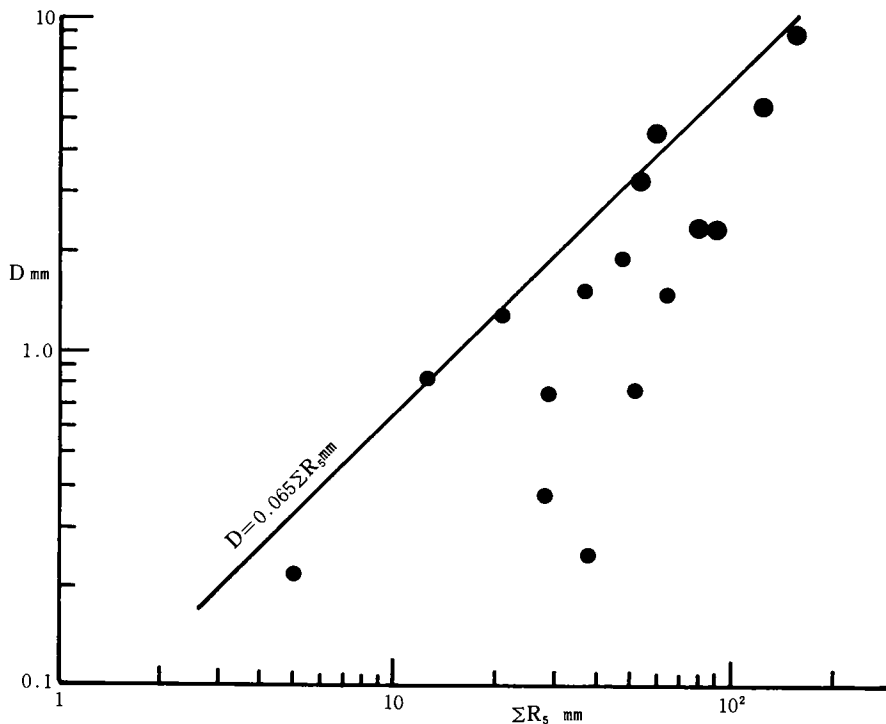


図6-2 裸地斜面の侵食深(D)と降雨量(ΣR_5)の関係

これは、30分間に5mm以上の降雨があれば、地表流が発生し、侵食作用が働くものとするもので、流域内の生産土砂量は裸地面積 A と30分雨量が5mm以上の降雨の総和から求めることが可能である。

風による侵食作用は、地表面の土粒子の粒径、土粒子の間隙率、含水率などによって異なり、現状においては一般的な議論が困難である。さらに、霜柱による土砂生産は、霜柱の発生が土質に大きく支配されることと、その発生・生長・消滅の機構が非常に複雑であることのために、定量的なとりあつかいは困難である。しかし、現地における観察によれば、風や霜柱による土砂生産は非常に活発であることが認められる。火山堆積物のほぼ垂直な壁面から生産される土砂量を測定した結果に基づいて、壁面の侵食量を求めると、図2-32に示すように、年間約10cmという値が得られる。この値は他の地域の侵食量に比較して非常に大きく、粘着性の小さい火山堆積物の特性を示しているものと考えられる。

6.3.2 土砂れきの移動機構のモデル化

土砂れきの移動機構は、河床勾配と相対水深あるいは流量の無次元量によって、各個運搬、掃流状集合流動および集合流動による移動機構に大別される。

これらの移動機構を検討するために、まず、土砂れきの移動場としての河道形態をモデル化する必要がある。とくに、各個運搬の場合、砂れきの運動が河道形態に大きく支配されるために、河道形状の的確なモデル化が必要である。

山地河道は、その縦断形状が階段状になっており、局所的な河床勾配は河川の縦断勾配に比較して非常に緩く、逆勾配となっている所もある。さらに、河道にブルとシュートが形成されているが、ブルは流砂を一時的貯留する効果をもっており、その形状や大きさを的確に評価する必要がある。とくに、ブルの深さが流砂機構に与える影響は非常に大きい。

さらに、山地河道は粒径範囲の広い砂れきによって構成されているために、河床にアーマコートが形成されやすく、アーマコートが形成された複雑な河床形状の定量的な評価が必要である。

ついで、上記のような河道の流れについてみると、非常に複雑な状態を示しており、このような流れを単純なモデルで表わすことが必要である。とくに、流れの平面的な特性は、巨礫が多い山地河川の通常の洪水において、河道に点在する巨礫が水面に露出しているために、速い流れの主流部は水面幅の1部であり、流砂現象を支配する流水断面は主流幅を一辺とする矩形で与えることができる。このような主流部と河床形態の一般的な関係を明らかにする必要がある。

掃流状集合流動が発生する場合の河道は、細かい粒径の砂れきで埋められ、河床は平坦で流れは水面幅全体にほぼ一様で、水深は比較的浅いことが特徴である。また、砂れきの運動は、前者において主流部に集中するのに対して、このような流れでは水面幅全体に流砂が発生し、河床には層状の砂れきの移動が認められる。このような場合の河床勾配は河川の縦断勾配に近く、流れの断面形は水面幅を一辺とする矩形で表わすことができるものとする。なお、このような砂れきの流動形態は土石流の後続流において多く認められる。

土石流の発生は、河床勾配が 15° 以上の河床に不安定な土砂れきが堆積しており、その堆積層が飽和され、さらに表面流が生じて堆積層の破壊→流動化によって開始されるものと考えられる。堆積層の破壊→流動化は表面流の発生条件、堆積物の粒径、堆積層の厚さや勾配などに大きく支配されているもの

と考えられる。流動を開始した土石流は河床勾配が 3° 付近まで、その流動を継続するが、流下途中の河道条件に応じて堆積物を残している。堆積物がとり残されている場所は、流路が広くなった所、湾曲部の内岸側などである。土石流の先端部の流動断面幅は、その痕跡などから流下方向にあまり変化していないようであり、第4章において若干ふれているように流量と流路幅に関するレジーム論が土石流においても成立するものと考えられる。

6.3.3 河道プロセスのモデル化

土砂流出は流域内において多種多様の現象を発生し、それが河道に沿って新たな河道を形成しながら下流へと伝播するところに大きな特徴を有している。このような複雑な現象を単純に、かつ的確に説明するために、河道の特性と河道の系統を総括した河道プロセスのモデル化が必要である。

まず、河道プロセスのモデル化を行うためには、水系網をその目的に適したスケールで作成し、その河道の流砂形態に対応する勾配区分を行う。そこで、勾配、河幅がほぼ一定の区間の河道が連絡されたものとしてモデル化して、斜面、崖などの土砂供給源は、それらの河道区間に直接流入させることとする。

以上のような河道プロセスのモデル化の一例として、足洗谷試験流域を図6-3に示す。この図のよう

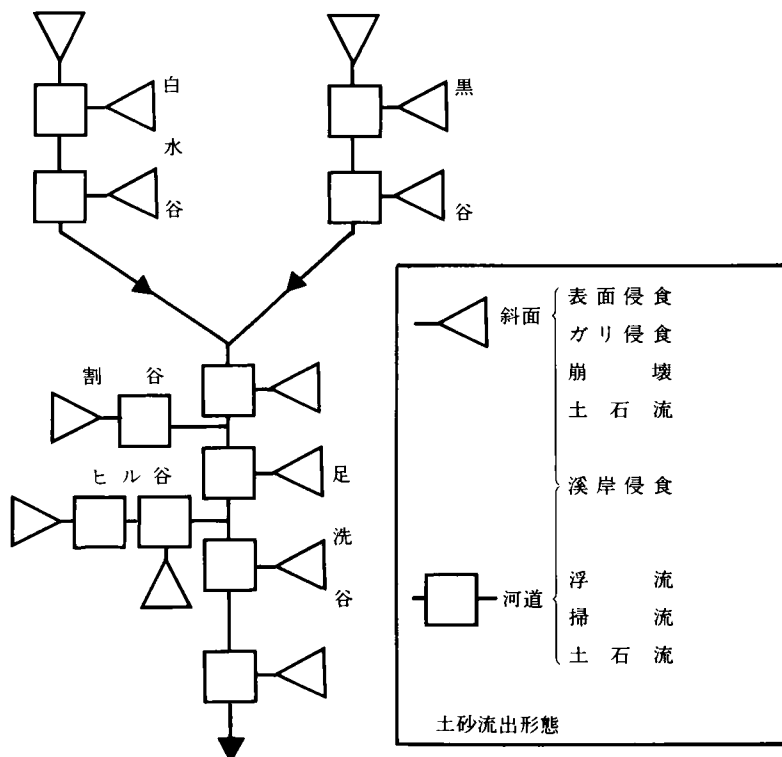


図6-3 河道網と土砂流出システム

な河道網において、各河道に対応した流砂システムを導入することによって、流域内の流砂現象を統一的に説明できるものと考えられる。

したがって、降雨量などの外力を確率的に与えて土砂生産および流量を発生させ、各河道の土砂輸送能力で土砂を下流の河道へ送ることによって土砂流出量を算出することができる。

第 6.4 節 土砂流出現象の予知

土砂流出現象を統一的に理解するためには、土砂流出をシステムおよびプロセスとして把握することが重要であり、その概要は前述したとおりである。

ところで、上記のモデルにおいて土砂流出現象を予知するためには、生産土砂量式、河道の土砂輸送量式を用いて連続式により流出土砂量を追跡することが必要である。

そこで、土砂流出現象の予知の目的に応じて、生産土砂量式および土砂輸送量式を的確に選ぶことが必要である。とくに、土砂流出現象の根源は土砂生産であり、水系における土砂流出の特性を支配しており、その現象を予知することは非常に重要である。しかし、このような土砂生産の機構に関しては不明な点が多く、本論では、ガリ壁面における侵食量は凍結・融解の回数とガリ壁面の高さに支配されていること、裸地斜面における侵食量が凍結・融解の他に降雨量に支配されていることを明らかにした。このようにして生産された土砂れきは、生産と同時に輸送されるが、一度に長い距離を輸送されることは少なく、近くの河道や比較的勾配が緩い斜面に堆積することが多い。ただし、ウォッシュ・ロードや浮流砂として輸送されるものは、流下過程における河道条件に左右されず、流水と一体となって輸送されるが、規模の大きな貯水池などにおいて、その挙動が問題となっている。

一方、土石流や掃流による砂れきの移動は河道条件に支配されており、とくに土石流の発生は河床勾配 I 、河床砂れきの粒径 d 、河幅 B などの条件を満足する降雨および流出特性にも支配されている。さらに、土石流の最大流量は、土石流発生場の堆積層の含水率 λ 。土石流の含水率 λ などによって求めることができる。そのためには、これらの要素に関する諸量を的確に把握する手法や調査法を確立することが重要な課題である。

掃流による土砂れきの輸送は、河道の形態によって大きく支配され、通常の洪水によって河道のアーマコートが破壊されない場合とアーマコートの破壊や流路変動がある場合に分けられる。前者において、土砂流出はシュート・プールからなる河道におけるプールの規模とプール内の堆砂量に大きく支配されている。

後者は、土石流の流下・堆積域の河道であり、その形態は非常に複雑である。したがって、流量に応じて河床勾配や流路幅を考慮し、アーマコートの粒径ならびにアーマコートの破壊による粒径の変化を何らかの方法で知ることができれば、従来より提案されている流砂量式によって、流砂量を見積ることができる。

ところで、山地河川における流砂の形態は、ウォッシュロード (Q_w)、浮流砂 (Q_s)、掃流砂 (Q_b) および土石流 (Q_d) に大別されるが、総流砂量 (Q_T) は、それらの総和として、

$$Q_T = Q_w + Q_s + Q_b + Q_d \dots\dots\dots (6-2)$$

のように表わすことができる。

したがって、ある地点における流砂量を予測しようとする場合、生産土砂量式、河道の土砂輸送量式である式(6-2)の内部構造を明らかにするとともに、流域の河道網を的確に評価することによって導かれた連続式が必要である。しかし、いずれの場合においても、土砂生産および輸送に関する力学的な機構の解明に対して、流域の場の評価に関して未解決の課題が非常に多く残されている。

第 6.5 節 結 語

以上、本章においては、山地河道における流砂現象の予測に関して検討を行ってきた。ここに、それらの内容を要約して結語とする。

山地河道のある地点において流砂現象を予測しようとする場合、その地点の水理条件や河道条件が上流の水系の中でどのような位置を占めているかを明らかにし、そこでの土砂流出システムを時間的・空間的に取り扱う必要があることを明らかにした。

ついで、土砂流出現象を一種のシステムおよびプロセスであるとし、それらを構成する要素のモデル化が重要であることを明らかにした。さらに、理論的・実験的研究成果などを現地河川へ適用する場合、土砂出現象が発生する場とそこに作用する外力をどのように評価するかが今後の重要な課題であることについて述べた。

第7章 結 論

山地流域における土砂流出現象は、総合的・継続的な観測が困難であることなどの理由から、その実態に関しては不明な点が多い。本研究は、これらの実態を系統的に調べ、その内部機構を考察したものであって、それらの成果を要約して結論とする。

まず、第1章は序論であり、本研究の社会的意義について述べるとともに、土砂流出を1つのシステムとして捉える立場から、本研究の目的とその範囲について述べた。

第2章では、まず土砂流出の実態を明らかにするための方法、新しく開発した観測システムおよび観測流域について述べた。つづいて、観測および調査の成果として、土砂生産および土砂流出の実態を明らかにした。裸地侵食による土砂生産については、侵食量が斜面勾配に応じて凍結・融解および降雨量などに支配されること、および未固結で広い粒径分布の砂礫からなるガリ壁面の場合にはガリ壁面の高さに支配されることを明らかにした。

土砂流出については、流路変動を伴わない掃流砂の流出の場合には、流量と流砂量が一義的な関係にはなく履歴的な傾向を示すが、流路変動、河床変動およびアーマコートの破壊がある場合の掃流砂量はアーマコートの形成・破壊過程の影響を強く受ける。ついで、土石流の発生、流動・堆積形態については、土石流発生限界雨量、土石流の流速および流動層厚、土石流の堆積形態と巨礫の分布などを明らかにした。

第3章においては、山地河道には一般にステップとプールからなる階段状の河床形態が形成されていることを示すとともに、プールの堆砂量の変化と着色砂をトレーサーとした観測・調査結果から砂礫の流出過程を明らかにした。ついで、階段状河床のプールにおける貯留土砂量が流量と流砂量の関係を支配していることを示した。

さらに、階段状河道のモデルを提案し、実験によってプール内の流砂機構を考察した。ついで、階段状河道における掃流砂の流出機構に基づいて、プールの未堆砂容積をパラメータとする流砂量式を提案した。最後に、ステップ・プールが連続する河道の土砂流送モデルを提案し、実河川へのモデルの適用が可能であることを示した。

第4章では、変動が激しい河道における土砂流出量を予測するために、流量の変動に伴って発生する河道の変化（河幅、河床勾配、河床材料）とその特性を観測成果を用いて考察した。つづいて、河道の形態、流れの状態などから砂礫の移動状態を、河床のアーマコートの破壊がない場合、河床のアーマコートの破壊がある場合、溪岸侵食がある場合および流路変動がある場合の4つに区分し、河道と流れの状態を的確に把握することによって、従来の流砂量式が山地河川における流砂量の予測に適用できることを明らかにした。

第5章では、土石流の発生、流動および堆積について述べた。土石流の発生に関しては、土石流を構成する水と土砂礫の収支を表わすモデルを提案し、観測成果に基づいて土石流の発生に関与する降雨条件について考察した。土石流発生の降雨条件は、連続降雨量と降雨強度によって規定されるが、それらの値は流域の場の条件に支配されるために、常に一定の限界値を示さないことが認められた。

一方、土石流の流動・堆積過程については、流動状態の映像解析、巨礫の堆積状態やその分布などから土石流の流出過程を再現し、土石流先端部の流速、流動層の厚さ、流動幅、土砂濃度、巨礫の分布、堆積勾配などについて、従来の理論的・実験的研究の成果による説明が可能であることを示した。

さらに、砂防ダムの上流に土石流が堆積した場合、元河床の勾配にほぼ平行して新しい堆積面が形成されており、砂防ダムによる土砂の捕捉量は掃流砂の場合に比較して大きいことを明らかにした。

第6章では、山地河道における土砂流出の予測について述べた。土砂流出量の予測には、対象となる現象および場に関する確かなモデル化を行い、場と外力に応じて土砂礫の運動形態を的確に把握することによって、従来の流砂量式などの適用が可能であることを示した。

一方、土砂流出現象を予測するためには、降雨などの外力や場の不均一性などに関する確率的な取り扱いと、モデル化された土砂流出過程と土砂流出機構による決定論的な手法が必要であることを述べた。ついで、今後の重要な課題として、地域性に代表される場の評価などについて述べた。

以上、本研究は現地観測を中心として、土砂流出現象を系統的に解明しようと努力してきた成果をまとめたものである。しかし、本論文はもとより複雑多岐にわたる実際現象の一部を明らかにしたにすぎないものではあるが、従来、観測資料がほとんど得られていなかった山地流域における土砂流出現象を科学の領域に取り入れることができたと考えている。このような研究の成果が土砂流出に関する研究の基準となり、水と土砂が複雑に係わる防災工学上の諸問題の解決の一助となれば幸いである。

最後に、本研究を遂行するにあたり、終始一貫して懇切な御指導と御助力をいただきました京都大学防災研究所芦田和男教授に深く感謝致します。また、従来より研究上の個々の問題点について適切な御助言をいただいた京都大学防災研究所高橋保教授に深く感謝致します。さらに、研究上の討議などにおいて有益な御意見をいただいた京都大学防災研究所江頭進治助教授、観測および調査などにおいて協力していただいた防災研究所附属穂高砂防観測所の志田正雄技官、滝沢梅雄氏、第3章の研究に際して協力して頂いた渡辺弘昌氏（現・兵庫県）および宇治川水理実験所の方々に感謝の意を表します。なお、本研究は穂高砂防観測所における成果の一部をまとめたものであり、本観測所の運営に関与された関係各位に対して感謝の意を表します。